

# DE L'INSTITUT TECHNIQUE

## DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

JUIN 1952

Cinquième année, N° 54.

### SOMMAIRE

	Pages.
J.-B. BAROIN, <b>Conditions techniques et économiques d'utilisation des bétons à air occlus.</b> . . . . .	565
Série : Béton, Béton armé (XVIII).	
L.-P. BRICE, <b>Théorie de la fissuration des pièces en béton armé. Conséquences pratiques.</b> . . . . .	585
Série : Béton, Béton armé (XIX).	
J. VERDEYEN et V. ROISIN, <b>Nouvelle théorie du soutènement des excavations profondes.</b> . . . . .	601
Série : Sols et Fondations (VIII).	
A. SALLEZ, E. PERRIN et J. BOURAT, <b>Emploi des moyens mécaniques pour les déplacements verticaux ou horizontaux des constructions lourdes et fragiles. Utilisation lors de l'alignement de la façade du théâtre d'Amiens.</b> . . . . .	629
Série : Technique générale de la Construction (XII).	
A. GIGOU, <b>Application et orientation de la normalisation dans le bâtiment.</b> . . . .	649
Série : Questions générales (XVIII).	
<b>Documentation technique réunie en mars 1952.</b> . . . . .	667
Documentation technique (LV).	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES  
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE  
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII<sup>e</sup>)

LABORATOIRES DU BATIMENT  
ET DES TRAVAUX PUBLICS  
12, RUE BRANCION, PARIS (XV<sup>e</sup>)

BUREAU SECURITAS  
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV<sup>e</sup>)

CENTRE D'INFORMATION ET DE  
DOCUMENTATION DU BATIMENT  
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI<sup>e</sup>)

Édité par La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.  
(Société à responsabilité limitée au capital de 600 000 F.)



# Une des principales missions de L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

consiste à mettre à la disposition de toute personne intéressée par les problèmes de la construction, une vaste documentation fournie par :

*Le service de documentation de l'Institut Technique*

qui dépouille près de 400 périodiques techniques dont plus de la moitié viennent de l'étranger;

*Les Laboratoires du Bâtiment  
et des Travaux Publics;*

*Des techniciens français et étrangers  
de la profession.*

Soit au cours de conférences ou de visites de chantier  
organisées par le *Centre d'Études Supérieures*.

Soit dans des exposés traitant de questions ou de  
réalisations diverses.

A cet effet, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics dirige la rédaction ou rédige :

1° Des ouvrages divers parmi lesquels il faut citer : les **Règles d'utilisation** de certains matériaux (béton armé, acier, etc.), des **Règles** ayant trait à des problèmes particuliers (par exemple : les effets de la neige et du vent sur les constructions). L'application de certaines de ces règles a été rendue obligatoire par le **MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME** pour les travaux relevant de son autorité.

(La liste des publications et les conditions d'envoi sont adressées sur demande formulée à la *Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.)

2° Les **ANNALES** qui publient :

Les conférences et comptes rendus de visites de chantiers organisées par le **Centre d'Études Supérieures**;

Des études originales françaises et étrangères;

Les **Manuels** du béton armé, de la charpente en bois et de la construction métallique;

Les comptes rendus de recherches d'intérêt général poursuivies par les **Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics**;

Une documentation technique.

Chaque sujet est classé dans les séries suivantes :

Architecture et Urbanisme.  
Technique générale de la construction.  
Théories et Méthodes de calcul.  
(Résistance des matériaux.)  
Essais et Mesures.  
Sols et fondations.  
Gros œuvre.  
(Maçonnerie, travail du bois.)  
Construction métallique.

Travaux Publics.  
Matériaux.  
(Pierres et Minéraux. Géologie.)  
Liants hydrauliques.  
Béton. Béton armé.  
Béton précontraint.  
Équipement technique.  
(Électricité, chauffage et ventilation,  
froid, acoustique, plomberie, couverture, étanchéité.)

Aménagement intérieur.  
Matériel de chantier.  
Questions générales.  
(Questions économiques, hygiène, sécurité.)  
Documentation technique.  
Manuel du Béton armé.  
Manuel de la Charpente en bois.  
Manuel de la Construction Métallique.

## EMBOITAGE POUR LES ANNALES

Pour permettre à nos abonnés de conserver facilement en bibliothèque avant reliure les numéros des « Annales », nous mettons à leur disposition un emboîtement avec jaquette, pouvant contenir une année complète des « Annales ».

Au prix de .....	700 F
Plus frais d'expédition :	
France et Union Française.....	110 F
Étranger .....	190 F

Les demandes, accompagnées de leur montant, doivent être adressées à **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>, C. C. P. Paris 8524-12. Elles seront satisfaites dans le délai maximum d'un mois.



# ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## REVUE MENSUELLE

Éditée par *LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS*

Société à responsabilité limitée au capital de 600 000 F.

28, boulevard Raspail, PARIS-VII<sup>e</sup> — Téléphone : BABylone 18-56

Comptes Chèques Postaux Paris 8524-12

	FRANCE ET FRANCE D'OUTRE-MER	ÉTRANGER
Abonnement annuel.....	3 000 F	3 500 F
Par abonnement supplémentaire.....	4 000 F	4 500 F

## SOMMAIRE

	Pages.
J.-B. BAROIN, <b>Conditions techniques et économiques d'utilisation des bétons à air occlus.</b> . . . . .	565
Série : Béton, Béton armé (XVIII).	
L.-P. BRICE, <b>Théorie de la fissuration des pièces en béton armé. Conséquences pratiques.</b> . . . . .	585
Série : Béton, Béton armé (XIX).	
J. VERDEYEN et V. ROISIN, <b>Nouvelle théorie du soutènement des excavations profondes.</b> . . . . .	601
Série : Sols et Fondations (VIII).	
A. SALLEZ, E. PERRIN et J. BOURAT, <b>Emploi des moyens mécaniques pour les déplacements verticaux ou horizontaux des constructions lourdes et fragiles. Utilisation lors de l'alignement de la façade du théâtre d'Amiens.</b> . . . . .	629
Série : Technique générale de la Construction (XII).	
A. GIGOU, <b>Application et orientation de la normalisation dans le bâtiment.</b> . . . .	649
Série : Questions générales (XVIII).	
<b>Documentation technique réunie en mars 1952.</b> . . . . .	667
Documentation technique (LV).	





JUIN 1952

Cinquième Année, N° 54.

Série : BÉTON. BÉTON ARMÉ (XVIII)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES  
CONFÉRENCE DU 27 NOVEMBRE 1951SOUS LA PRÉSIDENTE DE **M. P. CHAUFOUR**, Ingénieur des Arts et Manufactures.CONDITIONS TECHNIQUES ET ÉCONOMIQUES  
D'UTILISATION DES BÉTONS A AIR OCCLUSPar **M. J.-B. BAROIN**, Ingénieur E. N. P. C.

## RÉSUMÉ

Après un rappel rapide des propriétés caractéristiques des bétons à air occlus et des explications théoriques justifiant ces propriétés, l'auteur passe en revue les conditions d'emploi de ces bétons.

Leur utilisation est dominée par deux idées principales : le fait que la résistance mécanique n'est pas un critère universel de qualité, notamment de longévité — et la recherche de l'économie. L'occlusion d'air est à conseiller pour la longévité des ouvrages, pour la recherche de la composition la moins coûteuse, pour la simplification de l'exécution et, en général, doit abaisser le prix de revient.

Il est indispensable pour tout essai de définir à l'avance le but recherché et de conclure ensuite quantitativement.

L'étude de l'influence de l'air occlus sur les diverses propriétés du béton montre que le pourcentage d'air optimum est environ 4 %. Pour tenir compte des modifications de composition dues à la présence d'air occlus, il est souhaitable de procéder à une compensation volumétrique de l'air portant sur l'eau et le sable fin. La quantité d'air occlus est influencée par de nombreux facteurs, ce qui rend impossible l'utilisation des entraîneurs d'air à dosage fixe et oblige à procéder à des contrôles par mesure de cet air. La mesure peut se faire par pesée, compressibilité ou dilution, elle est illusoire dans le cas de bétons à C/E très élevé.

L'utilisation industrielle ne pose pas de problèmes nouveaux et demande seulement des doseurs et des appareils de contrôle. Quelques-unes des difficultés possibles et leurs solutions sont indiquées.

Les ciments entraîneurs d'air utilisés aux États-Unis ne représentent pas un progrès technique, mais plutôt la survivance d'une erreur.

En conclusion, l'occlusion d'air n'est jamais une panacée irremplaçable, mais très souvent une solution économique.

## SUMMARY

After a brief review of properties characteristic of air-entraining concretes and theoretical explanations justifying these properties, the author examines the conditions of the use of these concretes.

Their use is determined by two main ideas : 1° The fact that mechanical strength is not an universal criterion of quality and, notably, of longevity; 2° The search for economy. Air entrainment is to be recommended for long life of structures, for a less costly mixture, for simplification of construction and, in general, for lower unit costs.

It is necessary for every test to define in advance the purpose sought and to draw quantitative conclusions.

The study of the influence of entrained air on different properties of concrete shows that the optimum percentage of air is about 4 %.

Taking into account the modifications of composition due to the presence of entrained air, it is desirable to compensate the volume of air by reducing the amount of water and fine sand. The quantity of entrained air is influenced by numerous factors, making impossible the use of air-entraining agents of fixed proportions and necessitating the exercise of control by measuring that air. The measurement may be done by weighing, compressibility or dilution. However, it is ineffective in the case of concretes with a very high water-cement ratio.

The industrial applications do not create new problems and imply only proportioners and control instruments. Some of the possible difficulties and their solutions are indicated.

The air-entraining cements used in the United States do not represent technical progress, but rather the persistence of an error.

In conclusion, air entrainment is never an irreplaceable panacea, but very often an economic solution.



## AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Je tiens d'abord à remercier l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* et son actif animateur M. GUÉRIN. Je suis heureux de pouvoir mettre en lumière le rôle d'information et d'étude que joue l'Institut Technique auprès de l'entreprise.

Il y a un mois c'était en tant que membre du *Conseil du Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux Publics de France* que je visitai les laboratoires de la rue Brancion. Visite fort intéressante qui m'a permis de me rendre compte des moyens qui étaient mis à la disposition de l'Entreprise, moyens d'ailleurs que nous n'utilisons pas toujours suffisamment à mon avis, certains fort précieux, notamment les appareils d'auscultation des contraintes dans les ouvrages en place.

Aujourd'hui c'est encore en tant qu'entrepreneur que M. GUÉRIN m'a demandé de présider cette réunion. Il désire que des liens s'établissent de plus en plus étroits entre les entrepreneurs qui sont les utilisateurs des techniques et l'*Institut technique*. Chaque fois qu'un procédé nouveau paraît à l'écran de l'actualité en France ou à l'étranger il s'empresse de l'analyser; il est infiniment précieux pour nous qu'il nous dise en toute objectivité et en toute indépendance les avantages que nous pouvons en espérer.

La conférence d'aujourd'hui fait donc suite à une série de conférences et spécialement à celle faite au début de l'année par M. L'HERMITE. M. L'HERMITE avait passé en revue différents procédés nouveaux de mise en œuvre du béton : béton sous vide, béton à air occlus, béton au mortier activé. En ce qui concerne l'occlusion d'air, il nous en avait montré le processus au cours de son brillant exposé et avait mis en lumière certains principes et même émis quelques théories.

L'année dernière, M. DURIEZ avait déjà fait paraître une étude fort remarquable dans la revue *Travaux* sur la théorie de l'occlusion d'air. Aujourd'hui, nous allons nous intéresser à ce procédé, mais en nous plaçant sur un plan différent de celui de la technique proprement dite : celui de ses conditions d'emploi et des résultats que nous pouvons en attendre tant au point de vue amélioration de la qualité du béton que sous l'angle économique.

Comment se présente, en effet, le plus souvent, le problème que nous avons à résoudre en tant qu'entreprises ? Nous nous trouvons devant un béton déterminé, sur les éléments duquel nous avons travaillé pendant un certain temps, quelquefois pendant des mois. Nous avons cherché au cours de nombreuses études et d'essais de laboratoire à l'améliorer au maximum. Le but est de trouver un béton qui satisfasse un certain nombre de conditions de résistance, de prix de revient, de *workability*; pour ce faire, nous avons un certain nombre d'éléments à notre disposition : le choix des agrégats, la granulométrie, la quantité de ciment, enfin le dosage en eau.

Mais nous pouvons constater que dans cet ensemble de facteurs, certains sont à la disposition de l'entreprise, comme la quantité de ciment, mais que d'autres par contre sont pratiquement fixés dès le premier jour par les conditions de lieu et les moyens. Lorsqu'on a fait l'étude, on a en somme fixé l'emplacement de la carrière, on a à peu près fixé les moyens, c'est-à-dire les installations de concassage que l'on utilisera. Ceci particuliè-

rement pour les chantiers où les quantités de béton sont importantes, tels que barrages, routes ou aérodromes, etc. Ce facteur agrégats joue alors un rôle primordial dans le prix de revient de l'ouvrage. Quand il a été déterminé, il est ensuite bien difficile de le modifier. Le choix de la carrière a été fait, les installations de concassage ont été réalisées; on est donc, au stade des essais de béton, prisonnier de ce qui existe et cela limite beaucoup les modifications que l'on peut apporter aux facteurs sur lesquels on a à jouer. La quantité de ciment elle-même ne peut varier que de 200 à 300 ou 350 kg, on ne peut pas aller au delà. C'est encore un champ d'action limité pour obtenir les résistances et les qualités de béton qu'on nous demande dans les Cahiers des charges. On est donc amené à diminuer au maximum la quantité d'eau à introduire. C'est toujours à cela qu'on arrive finalement. Mais alors nous nous trouvons quelquefois, nous entrepreneurs, devant ce que j'appelle du béton de laboratoire et non pas du béton de chantier. On a bien obtenu un béton qui satisfait un ensemble de conditions déterminées : résistance, prix de revient, mais il est peu maniable souvent et l'entreprise a énormément de difficulté pour le mettre en œuvre. C'est un béton que l'on n'aurait pas pu employer il y a 20 ans, alors que nous n'avions pas à notre disposition les moyens de vibration que nous avons aujourd'hui. De bons appareils de vibration permettent malgré tout la mise en place, mais avec difficulté. Il y a cependant une limite et c'est alors qu'on est bien heureux de connaître les techniques nouvelles et d'avoir recours à elles.

Dans un cas comme celui-là il y a 10 ans, on aurait ajouté du kieselguhr, procédé que l'on continue à employer lorsqu'on utilise des pompes à béton. Mais l'air occlus me semble répondre beaucoup mieux au problème, d'une façon plus simple et plus économique. De plus son emploi, d'après ce que nous en disent les techniciens, aurait des avantages au point de vue interne du béton et lui procurerait même des avantages contre le gel. Je le veux bien, mais je ne l'ai pas vérifié. J'ai constaté par contre des avantages indiscutables au point de vue de la facilité de mise en œuvre. Au barrage du Mèlège en Tunisie, par exemple, l'emploi d'un agent d'occlusion d'air nous a indiscutablement rendu service. Nous nous trouvions devant un béton que nous arrivions avec beaucoup de peine à mettre en œuvre. M. COYNE, lorsqu'il venait sur le chantier, levait les bras au ciel. « Vous vous donnez beaucoup trop de mal, disait-il, c'est un béton plus facile à mettre en œuvre qu'il vous faudrait. » L'administration nous disait de son côté : « je veux telle résistance. » Au bout de 6 mois finalement, un peu d'entraîneur d'air a parfaitement résolu la question.

Lors d'un voyage que j'ai fait au mois de juillet en Amérique, j'ai constaté que pour les routes l'emploi d'un entraîneur d'air permettait d'obtenir un béton qui, tout en ayant une bonne résistance et par conséquent un dosage en eau suffisamment faible, pouvait cependant se travailler à la machine, ce qui est difficilement réalisable ici, nous le savons par expérience.

Aussi, je pense qu'il est dans l'intérêt de l'entreprise de suivre l'évolution de cette technique et de connaître d'avantage les conditions d'emploi et les propriétés de l'air occlus.



J'ai donc maintenant l'agréable devoir de vous présenter la conférence de ce soir, M. BAROIN, Ingénieur de l'École des Ponts et Chaussées, qui, depuis sa sortie de l'École, s'est spécialement intéressé aux problèmes techniques. Voilà 2 ans qu'il est attaché à une importante Société de Produits Chimiques qui a lancé un des produits que l'on utilise pour réaliser l'occlusion d'air. Inutile de vous dire que ce n'est pas en tant que représentant de cette maison qu'il vous parlera ce soir, mais bien en tant qu'ingénieur.

Du fait de sa fonction, il s'est trouvé mieux placé que n'importe qui pour suivre depuis 2 ans tout ce qui a

trait à cette question. Il a visité de très nombreux chantiers, barrages, centrales, aéroports, ouvrages en béton armé : chantiers de Tignes, Donzère-Mondragon, Bort, Ottmarsheim, etc. Il a été en rapport avec de très nombreux laboratoires, notamment celui de l'E. D. F. Tout ce qu'il a vu, c'est en ingénieur qu'il l'a vu, c'est le point de vue de l'ingénieur qu'il va nous donner, et d'un ingénieur qui a su se placer au-dessus de son problème, dominer son sujet et en tirer des conclusions. C'est la synthèse de nombreux cas particuliers qu'il a cherché à réaliser, — c'est un ensemble d'informations précieuses qu'il met à la disposition des entreprises. Je lui passe la parole.

## EXPOSÉ DE M. BAROIN

### INTRODUCTION

Il serait vain, lorsqu'on aborde la question des bétons à air occlus, de prétendre à une grande originalité. Plutôt que d'ajouter à la masse des publications sur ce sujet, il est souhaitable de trier, de ne retenir que l'essentiel, pour essayer de dégager quelques idées claires.

L'occlusion d'air a fait couler beaucoup d'encre et a provoqué bien des débats avant même d'être connue et appliquée en France. Il faut dire que nous nous sommes vite rattrapés, et bien dans la tradition cartésienne française, en ce sens que nous nous sommes distingués moins par le volume des publications que par leur qualité. A mon avis, les travaux auxquels faisais allusion M. le Président tout à l'heure, de M. DURIEZ et de M. L'HERMITE, tirant de l'expérience l'explication théorique des résultats observés, font aussi clairement que possible le tour de la question et rendent inutiles bien des discussions.

Je ne reviendrai donc pas sur les propriétés qu'on peut attendre du béton à air occlus et sur leur explication, me contentant de les rappeler très sommairement pour mémoire. Par contre, et c'est le sujet que je me propose de traiter, il peut être utile aux ingénieurs des administrations comme des entreprises, de bien situer l'occlusion d'air sur le plan pratique — de prévoir les cas où cette technique pourra être utile — les questions que posera son utilisation, ainsi que les difficultés possibles et les solutions qu'on pourra leur apporter.

J'ai constaté assez souvent que la technique de l'occlusion d'air était considérée à priori par un certain nombre d'ingénieurs, sinon tout à fait comme une curiosité de laboratoire, au moins comme un procédé de mise en œuvre très délicate, demandant des contrôles difficiles, des dosages savants... devant lesquels on recule d'instinct. On croit volontiers que seuls les chantiers énormes, dans le genre des chantiers de barrages, peuvent prétendre appliquer cette technique, la plus élémentaire prudence et le souci de tranquillité en interdisant l'emploi dans les travaux courants.

Pour réagir contre cette impression, la tentation est grande pour le fabricant d'agent d'occlusion d'air d'exagérer dans le sens opposé et de présenter son produit comme une panacée universelle qu'il suffit d'ajouter au béton « toutes choses égales par ailleurs » et en quantité arbitraire pour obtenir *ipso facto*, sans aucune précaution, et dans tous les cas des résultats sensationnels.

Il en résulte assez fréquemment des déboires pour l'utilisateur, d'où un renforcement de méfiance. On risque de tomber dans un cercle vicieux. Il faut dominer le problème et avoir une idée juste des difficultés réelles et des possibilités.

Si jusqu'à maintenant les applications de l'occlusion d'air en France ne sont pas très nombreuses, elles ont au moins l'avantage d'être variées. De plus, dans plusieurs pays d'Europe, comme la Suisse et plus encore la Suède où l'on utilise l'occlusion d'air depuis 20 ans, cette technique est passée dans les mœurs. On dispose donc d'une expérience assez vaste, basée sur des réalisations, ce qui permet d'avoir une impression d'ensemble.

### Quelques précisions.

Je voudrais commencer par préciser quelques points relativement à la façon dont il faut voir le problème.

1° *L'occlusion d'air est une technique* qui consiste à retenir volontairement dans le béton une certaine quantité d'air sous forme de bulles quasi microscopiques, uniformément réparties dans la masse.

On y parvient par l'addition d'un produit, l'agent d'occlusion d'air, que l'on ajoute à la gâchée au moment du malaxage.

Les résultats obtenus sont dus à l'air lui-même, à sa forme (bulles), à sa répartition uniforme. Le produit qu'on a employé n'est que le moyen; il peut en exister des multitudes. M. DURIEZ, dans une étude publiée l'année dernière (1), a montré que toute une catégorie de produits, les composés polaires-apolaires, pouvaient être utilisés comme agents d'occlusion d'air sans d'ailleurs que cette propriété soit limitative. On peut très bien par conséquent concevoir plusieurs milliers d'agents d'occlusion d'air « possibles ».

Ce que je désire traiter ici, c'est la technique de l'occlusion d'air en tant que telle, sans m'intéresser à l'agent, étant entendu que quel que soit l'agent, sous la seule réserve qu'il soit employé correctement, les résultats seront les mêmes.

(1) *Revue Générale des Routes* (avril 1950). Étude de quelques propriétés des composés polaires-apolaires et leur application à la technique routière.



Malgré tout, il faut dire que l'agent intervient pratiquement en ce sens qu'il permet l'obtention du résultat d'une façon plus ou moins facile, plus ou moins régulière, et avec plus ou moins de sécurité à l'usage industriel. Ceci est autre chose, les propriétés qu'on devra exiger des produits utilisés (et qui en réduiront très largement la liste) apparaîtront d'elles-mêmes au cours de l'exposé relatif aux conditions d'emploi pratique.

2° Une deuxième précision concerne la question des *entraîneurs d'air, des plastifiants et des mouillants*. En fait, il y a là trois mots qui peuvent désigner parfois le même produit, la différence venant du point de vue auquel on se place.

Lorsque nous parlons d'un entraîneur d'air, nous visons ouvertement la technique de l'occlusion d'air, en connaissance de cause. Entre autres propriétés la présence d'air plastifiera le béton et par conséquent l'entraîneur d'air sera aussi un plastifiant. La propriété « plastifiant » est ici une conséquence de la propriété entraîneur d'air.

Le plastifiant par contre répond au désir d'un béton plus maniable, indépendamment de toute autre propriété. On ne se préoccupe pas d'air quand on emploie un plastifiant et il peut exister des plastifiants qui ne soient pas entraîneurs d'air.

Enfin, le mouillant permet d'abaisser la tension superficielle de la phase liquide. Il en résulte le plus souvent qu'il entraîne de l'air et plastifie le béton, l'accent n'étant toutefois pas mis sur ces propriétés.

Cette distinction n'a pas pour but de chercher des subtilités, mais assez souvent on confond plus ou moins les idées d'entraîneurs d'air, plastifiants et mouillants, sans toujours apprécier comment elles s'interpénètrent.

Or, l'occlusion d'air a des propriétés bien définies qui dominent en quelque sorte le problème et *dès qu'il y a air occlus* — que ce soit volontairement ou incidemment — les méthodes d'emploi doivent être les mêmes.

Il me faut signaler ici un point sur lequel mon attention a été attirée il y a peu de temps par un rapport américain. C'est le fait que la résistance au gel, qui pour les Américains demeure la propriété fondamentale du béton à air occlus, n'est pas obtenue d'une façon uniforme et fonction seulement de la quantité d'air introduite dans le béton.

Initialement, on croyait qu'il suffisait de mettre 4 % d'air dans un béton pour automatiquement, quelle que soit la façon dont on s'y était pris, obtenir une résistance au gel supérieure. Il semble maintenant, après des essais portant sur un nombre considérable de produits, que tous les agents ne donnent pas une égale satisfaction en ce qui concerne la résistance au gel. Si la plasticité du béton, la maniabilité, sont bien obtenues dans tous les cas, la résistance au gel sera par contre plus ou moins améliorée suivant le produit. C'est ainsi que les produits du type « résineux » semblent plus efficaces que ceux du type « mouillant » sans qu'aucune justification théorique soit encore proposée. C'est là un domaine qui reste ouvert à la recherche.

En somme, nous pourrions dire qu'en matière de longévité, pour l'obtention des propriétés telles que la résistance au gel, l'imperméabilité, la non-hygroscopticité, etc., l'occlusion d'air est une condition nécessaire, mais non suffisante, la condition suffisante restant ouverte à la recherche. En matière de plasticité, par contre c'est une condition suffisante mais non nécessaire puisqu'il existe des plastifiants qui ne sont pas entraîneurs d'air.

3° Dernière précision sur l'esprit dans lequel il faut voir l'occlusion d'air. L'occlusion d'air dans le béton n'est pas une panacée universelle en ce sens qu'elle n'est jamais la seule solution technique possible à un problème donné.

On peut toujours, il faut le préciser, résoudre techniquement une difficulté quelconque, obtenir un béton présentant une qualité déterminée, sans avoir recours à l'occlusion d'air. Ceci est sans doute vrai même pour la résistance au gel, sinon d'une façon parfaite, tout au moins dans une certaine mesure. Nous verrons plus loin des résultats d'essais qui expliquent cette dernière réserve.

Par contre, ce qu'on ne peut pas toujours, c'est obtenir les qualités désirées économiquement.

J'en prendrai deux exemples :

a) Nous voulons réaliser un béton imperméable : nous savons parfaitement comment il faut s'y prendre, nous allons soigner la granulométrie, avoir un dosage en ciment suffisamment élevé, le moins d'eau possible et nous allons apporter un grand soin à l'exécution. Vous remarquerez que toutes ces conditions concourent à élever le prix de revient du béton.

b) Nous voulons utiliser une pompe à béton : ici l'objectif n'est plus une qualité du béton en service, mais au moment de la mise en œuvre. Aucune difficulté en principe : il suffira d'employer un dosage en ciment suffisamment élevé, parfois plus que ne l'exigerait le Cahier des charges, de mettre beaucoup de sable et, le cas échéant, de se procurer un sable approprié, fût-il un peu plus cher. Toutes ces conditions concourent également à augmenter le prix de revient.

Dans ces deux cas, et il en serait de même dans beaucoup d'autres, l'emploi de l'occlusion d'air permettra de résoudre le problème d'une façon plus économique. C'est là que réside son intérêt. Bien entendu il faut se garder d'exagérer et de croire qu'il devient possible de faire « n'importe quoi », sans aucune précaution ; un mauvais béton reste un mauvais béton avec ou sans air occlus, et il ne faut jamais considérer l'occlusion d'air comme une excuse à travailler mal.

### Rappel des propriétés essentielles du béton à air occlus.

Ceci dit, je vais me permettre en quelques mots très rapides de rappeler les principales propriétés des bétons à air occlus. Il ne s'agit pas là d'un travail ou d'idées personnels, mais des théories développées antérieurement par M. DURIEZ et M. L'HERMITE. Je les résumerai pour mémoire, pour resituer le problème au cas où il ne serait pas présent dans tous les esprits.

Nous avons retenu ou entraîné dans le béton des bulles d'air quasi-microscopiques réparties uniformément dans la masse. Elles jouent un rôle analogue à celui de grains de sable, diminuent le frottement interne du béton et agissent en quelque sorte comme un lubrifiant. Cet « air-sable » ne nécessite pas d'eau de mouillage, la plasticité du béton est considérablement accrue et il est possible de réduire sensiblement la quantité d'eau de gâchage. On remarquera en passant que, mieux le béton est étudié, moins la réduction d'eau possible est importante.

Le béton obtenu présente deux groupes de propriétés : des propriétés qui intéressent le béton frais et qui sont essentiellement un gain de cohésion et une diminution de frottement interne. Les conséquences ont été expliquées par M. L'HERMITE en faisant appel aux courbes intrin-



sèques<sup>(1)</sup>. On voit apparaître sur le plan une zone de repos et une zone de travail. Dans la zone de repos le béton est susceptible de se transporter sans ségrégation et présente une moindre tendance au ressuage. Pour la zone de travail : résistance au glissement moindre, donc plus grande facilité de mise en place.

Le deuxième groupe de *propriétés intéresse le béton après la prise*. Ici c'est à M. DURIEZ<sup>(2)</sup> que j'emprunterai les explications proposées.

La présence des bulles d'air va se traduire par une *moindre hygroscopicité* dans la mesure où ces bulles viennent interrompre les canalicules capillaires dans le béton et — comme en rend compte l'application de la loi de Laplace — diminuent la pression capillaire, créant des chutes importantes de cette pression. Il s'ensuit que le béton est moins susceptible d'être pénétré par l'eau. La *moindre perméabilité* (résistance à la pénétration de l'eau sous charge hydrostatique) n'est pas une conséquence directe de l'occlusion d'air, mais indirecte dans la mesure où elle correspond à l'accroissement du rapport C/E. Pouvant utiliser moins d'eau on obtient un béton

moins perméable. En liaison directe avec l'emploi d'air occlus, par contre, il faut noter la possibilité de faire un béton plus homogène qui a des chances d'être moins perméable.

On a de plus une *meilleure étanchéité*, le béton étant moins sujet aux variations de retrait hygrométrique, donc à la fissuration dans la mesure où son taux d'humidité demeure plus constant malgré les variations d'ambiance.

La dernière propriété est la *moindre gélivité*. La résistance au gel — chacun le sait — est l'origine de la découverte du béton à air occlus. Les bulles créent dans le béton des sortes de chambre d'expansion qui sont en communication par l'intermédiaire des capillaires. L'eau reste en surfusion et peut se propager de proche en proche vers l'intérieur en cas de gel, sans provoquer la rupture du béton.

Nous nous sommes ainsi très rapidement expliqué l'ensemble des propriétés du béton à air occlus, on aura avantage pour plus de détails à se reporter aux travaux originaux des auteurs cités en référence.

## CONDITIONS A PRIORI D'EMPLOI DE BÉTON A AIR OCCLUS

J'aborde maintenant vraiment mon sujet, et je commencerai par passer en revue les conditions a priori dans lesquelles l'emploi du béton à air occlus pourra être indiqué.

Normalement, et je pense que c'est ce qui se produira dans l'avenir, l'occlusion d'air devrait être envisagée dès le stade du projet, dès le moment où l'entreprise étudie ses prix avant de soumissionner. C'est certainement en tenant compte, dès le premier instant, des possibilités qu'elle offre, qu'on pourra en tirer le plus grand bénéfice au point de vue économique.

Dès ce stade, la recherche doit être dominée par l'idée que la seule résistance du béton à l'écrasement n'est pas un indice certain de qualité, ni en particulier un indice de durée. Cette idée s'impose actuellement de plus en plus : la résistance d'un béton à 7 jours, à 28 ou même à 90 jours n'a aucune signification certaine quant à sa durée, à sa résistance aux attaques ultérieures. Il est assez inutile et en tout cas certainement coûteux d'accroître indéfiniment la résistance, de ne pas se contenter simplement de la résistance nécessaire définie au projet, dans l'espoir mal fondé de gagner du même coup sur toutes les qualités.

Enfin, l'emploi du béton à air occlus, s'il est plus intéressant au point de vue économique quand on le considère dès l'origine du chantier, peut demeurer souvent avantageux après mise en route s'il se présente une difficulté qu'il permette de résoudre.

Passons donc en revue les principaux cas dans l'ordre chronologique :

### 1° Recherche de la résistance à certaines attaques du milieu ambiant.

Les garanties offertes à ce sujet intéressent surtout les Maîtres de l'œuvre : ouvrage exposé aux intempéries, construit dans un terrain agressif, ouvrage de haute

montagne soumis au gel. D'après les propriétés rappelées tout à l'heure, le béton à air occlus peut être une solution très intéressante.

### 2° Recherche de la composition la plus économique.

On est en train d'étudier les divers bétons qu'on peut envisager pour l'ouvrage, à la recherche de la composition la plus économique. On a à choisir les matériaux, le dosage en ciment, la carrière. Le problème n'est pas de faire le mieux possible idéalement, mais de répondre aux exigences du projet pour le moindre prix de revient. Il peut arriver qu'un béton à air occlus convenable puisse se faire avec des agrégats moins chers, plus faciles à trouver localement, avec une granulométrie imparfaite mais obtenue d'une façon plus facile. Dans un tel cas, le fait de tenir compte de la possibilité d'employer l'air occlus, dès l'étude préliminaire du béton, peut amener à une solution intéressante.

### 3° Recherche de la méthode d'exécution la plus économique.

Simultanément à l'étude du béton, et souvent même avant, le problème se pose pour l'entreprise de sélectionner le matériel dont elle va doter son chantier. A ce stade, si l'on tient compte des possibilités offertes par l'air occlus, il est parfois possible de gagner quelque chose. Par exemple, le béton à air occlus peut être fabriqué en centrale et distribué sans ségrégation par camion ordinaire à des postes de travail dispersés. Pour un bétonnage en galerie, la fabrication en plein air, suivie de distribution par matériel roulant, évite les sujétions du malaxage en tunnel. Il n'y a pas très longtemps, l'Administration des Ponts et Chaussées avait à construire une série de petits ouvrages dans la région de Metz. Chaque ouvrage étant de faible cubature, elle a employé l'air occlus pour pouvoir centraliser la fabrication et transporter ensuite le béton à quelques kilomètres à droite et à gauche, évitant ainsi l'obligation de déplacer chaque fois ses installations. C'est bien un problème d'organisation de chantier qui a été résolu de façon économique.

(1) R. L'HERMITE, *Annales de l'I. T. B. T. P.*, mars-avril 1951. Nouveaux procédés de traitement du béton. Conférence du 9 janvier 1951.

(2) Voir notamment *Travaux*, avril et mai 1950. M. DURIEZ, Les Bétons à air occlus.



Un autre cas est celui où on désire réutiliser un matériel ancien, dont on a déjà disposé, et qui ne paraît pas à priori parfaitement adapté au nouveau chantier à entreprendre. Les inconvénients peuvent être levés par certaines qualités, de facilité de travail notamment, que donne l'occlusion d'air.

#### 4° Solution des difficultés d'exécution.

J'en arrive maintenant à une nouvelle étape qui correspond un peu au cas dont parlait tout à l'heure M. CHAUFOUR : le chantier est en cours, le matériel est donné, le béton, les matériaux disponibles sont également donnés, mais il se présente des difficultés car le béton est peu maniable. Ces difficultés viennent souvent du fait que le matériel n'est pas parfaitement adapté au travail à exécuter, et on aurait pu normalement envisager l'emploi d'air occlus au stade, envisagé ci-dessus, d'étude des installations et du matériel de chantier.

On est alors certain que l'occlusion d'air donnera la maniabilité, qu'elle évitera la ségrégation : cas d'un béton armé très ferrailé, cas du transport, cas du pompage. Un exemple typique est celui où l'on cherche à améliorer le rendement de mise en place des machines dont on dispose, ce qui arrive fréquemment sur les chantiers routiers. Dans la mesure où elle conditionne la vitesse d'avancement des machines, si on augmente la maniabilité on peut aller plus vite.

### CONDITIONS GÉNÉRALES DE MISE AU POINT DU BÉTON A AIR OCCLUS

Maintenant que nous avons passé en revue les conditions dans lesquelles on avait à priori avantage à prévoir l'emploi de béton à air occlus, nous allons voir comment on peut effectivement le réaliser.

J'admets que les propriétés du béton à air occlus ne sont plus sujettes à discussion, elles sont établies, elles ont été vérifiées par une multitude d'essais de laboratoire et d'expériences pratiques de chantier. Le problème n'est pas de les redécouvrir : « est-ce que ce qu'on me raconte est exact ? », mais bien de les obtenir pour en profiter.

*Le premier temps consistera à définir l'objectif.* Dans quel but va-t-on employer l'occlusion d'air ? De cette définition résulteront un certain nombre de types d'essais :

*Essai de qualité,* relevant du laboratoire qui vérifiera qu'on augmente bien l'imperméabilité, la résistance aux milieux agressifs, qu'on ne diminue pas la résistance mécanique hors des limites prévues.

*Essai de travail,* relevant du chantier seul. Par exemple le chantier a des difficultés pour faire passer son béton à la pompe et va essayer l'air occlus. L'objectif est parfaitement clair.

*Essai économique* correspondant au cinquième cas d'emploi vu plus haut. Cet essai est le plus délicat et le plus long, dans la mesure où le nombre des facteurs à prendre en compte est plus grand et où aucun n'est suffisant à lui seul. Néanmoins, tout en se rendant compte des difficultés qu'on pourra avoir à apprécier le fait que l'objectif est plus ou moins atteint, il importe de le bien définir : c'est ici l'abaissement du prix de revient.

#### 5° Recherche systématique d'économie.

Il existe enfin un dernier cas, peut-être le plus intéressant, celui où rien de particulier ne pousse à employer le béton à air occlus. Le chantier est organisé et marche parfaitement, le matériel donne satisfaction, mais on désire faire une recherche systématique d'économie sans qu'un objectif précis rende l'emploi d'air occlus indispensable. Il faut alors tenir compte de nombreux facteurs dont aucun n'est essentiel : temps de mise en place, ragréages plus ou moins importants, dépense en puissance de vibration, usure du matériel, rendement des matériaux. Aucune des incidences de l'occlusion d'air sur ces différents facteurs ne justifierait à elle seule l'emploi de cette technique; il arrive pourtant fréquemment que leur somme représente une économie. C'est certainement toujours le cas aux États-Unis où le rapport de prix travail/matière n'est pas le même qu'en France. Si par exemple, en France, pour payer l'agent d'occlusion d'air qu'on emploiera, il faut gagner sur la mise en place de 1 m<sup>3</sup> de béton 20 mn de travail d'un homme, aux États-Unis, étant donné le prix de la main-d'œuvre, il suffira de gagner 2 mn. C'est une des raisons pour lesquelles la diffusion de cette technique est extrêmement grande en Amérique. Chez nous, si les conditions ne sont pas encore les mêmes, elles s'acheminent lentement, mais sûrement, vers un état analogue.

Il va de soi que le plus souvent les divers types d'essais se chevauchent, mais il demeure toujours un objectif dominant.

Il faut éviter, par contre *l'essai de curiosité* réalisé sans aucune idée au départ sur ce qu'il est possible d'obtenir et comment on peut en tirer parti. Il arrive qu'on obtienne des résultats sensationnels, ou au contraire qu'on croie n'en obtenir aucun, mais dans tous les cas on a de grandes chances de juger de travers et de ne pas exploiter au mieux les possibilités.

*Le deuxième temps,* après la définition des objectifs, sera la *mise au point du béton*. Étant donné son importance, ce point sera étudié en détail un peu plus loin.

Il faudra ensuite déterminer *l'importance à donner à l'essai et sa durée*. Un certain nombre d'auteurs<sup>(1)</sup> ont montré que, pour faire des études de résistance sérieuses, il fallait écraser vingt-quatre cubes à chaque âge. Il est inutile de revenir sur l'importance à donner aux essais en laboratoire si on veut faire un travail de recherche.

Sur le chantier le problème est différent, mais il est certain que pour arriver à une conclusion fondée, il faut poursuivre les essais assez longtemps pour juger de l'usage des caractéristiques du béton et éliminer l'influence des irrégularités dues au hasard.

Enfin le dernier temps sera la *critique de l'essai* pour en tirer une conclusion et porter un jugement sur le béton réalisé. Ceci aussi justifiera un examen détaillé un peu plus loin.

(1) M. R. L'HERMITE, M. M. PROT.



## Étude de la composition du béton.

L'air occlus est un facteur supplémentaire dans la composition du béton, c'est le fameux *cinquième constituant*. Au lieu, comme auparavant d'avoir seulement pierres, sable, eau et ciment, nous avons en outre de l'air, et cet air ne peut être négligé. En fait, un béton à air occlus *n'est jamais identique à un béton classique*; la notion du « toutes choses égales par ailleurs » est absurde.

Il m'est arrivé d'avoir des discussions avec certains ingénieurs sur le « dogme de la présence réelle de l'air ». Aucun doute n'est possible, des mesures effectuées par des méthodes différentes sur bétons frais et durcis, ont maintes fois donné des résultats concordants. Même après mise en place du béton, vibration, application du vide (car il arrive qu'on traite par le vide le béton à air occlus), l'air occlus n'est pas éliminé.

Non content d'exister, cet air joue un rôle : il remplace du sable, comme l'a montré M. DURIEZ, et modifie donc la granulométrie et pas seulement la plasticité.

Il a enfin un inconvénient sérieux, il diminue la résistance, et ceci d'autant plus que l'on tient moins compte de sa présence.

Pour toutes ces raisons, il faut étudier la composition avec soin en fonction de l'air occlus pour en contrôler les incidences et obtenir le compromis optimum.

L'étude pourra comporter trois phases : tout d'abord la détermination du pourcentage d'air souhaitable, ensuite la recherche de la composition optimum, et enfin la détermination du dosage en entraîneur d'air. Ces trois étapes sont différentes et en principe successives.

### 1° Fixation du pourcentage d'air.

Les considérations théoriques sont inutiles ici, reprenons simplement un certain nombre de résultats d'essais montrant l'influence de la quantité d'air occlus sur différentes propriétés.

#### a) Maniabilité (fig. 1).

Je dois ce premier graphique à l'obligeance de la Commission des Annales des Ponts et Chaussées (1).

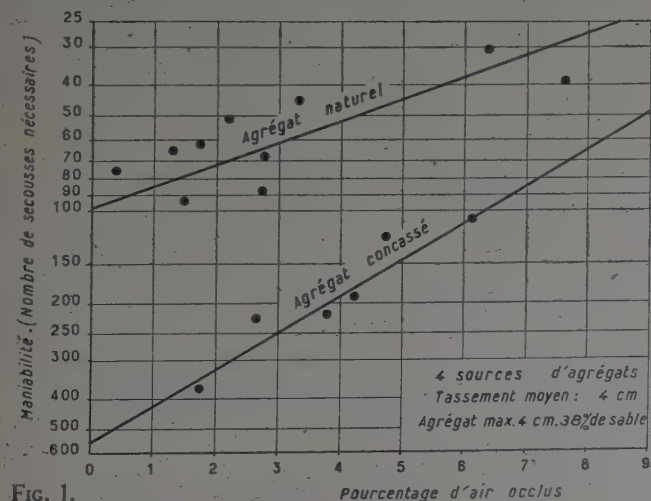


Fig. 1.

(1) Annales des Ponts et Chaussées (mai-juin 1951). E. TCHEREPENNIKOF, Le Béton à air occlus.

Ce sont des résultats d'essais américains où la maniabilité a été appréciée en nombre de secousses nécessaires pour mettre en place un béton dans des conditions définies. On voit que quand le pourcentage d'air occlus augmente, les courbes représentatives sont à peu près des droites, la maniabilité semblant croître sans marquer un maximum.

#### b) Perméabilité (fig. 2).

La figure 2 illustre l'influence sur la perméabilité.

On voit à droite l'effet de l'air occlus sur le rapport C/E à slump constant. Il s'agit d'essais américains dans le cas particulier d'un béton dosé à 300 kg. On voit que pour chaque pour cent d'air on peut enlever 5 litres

- A- Agrégats maximum 11 cm    ● Agrégats de Platte River<sup>1</sup>
- B- Agrégats maximum 7 cm       Slump 9,5 cm
- C- Agrégats maximum 4 cm    ▲ Agrégats de Grand Coulée
- D- Mortier                            Slump 10,5 cm

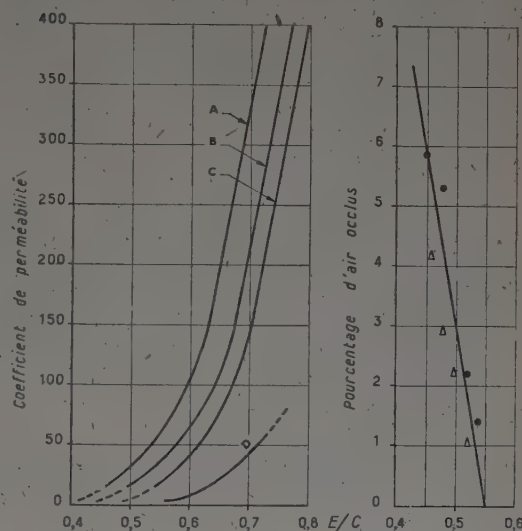


Fig. 2. — Influence de l'air occlus sur le rapport E/C à slump constant.

d'eau par mètre cube de béton. A mesure que l'air occlus croît le rapport E/C décroît. A gauche une courbe également empruntée aux Annales des Ponts et Chaussées (2) montre l'influence du facteur C/E sur la perméabilité. Chacun sait que moins on emploie d'eau de gâchage, moins le béton est perméable...

#### c) Gélivité (fig. 3).

La figure 3 montre l'influence de l'air occlus sur la résistance au gel, la résistance au gel étant considérée en général comme un indice de longévité. Cette courbe, également empruntée aux Annales (1), traduit encore des essais américains. Une première remarque s'impose, qui correspond à la réserve formulée au cours de l'introduction : la résistance au gel d'un béton est d'autant plus améliorée qu'il était à l'origine meilleur.

Un béton excellent, qui à l'état normal résiste à 400 cycles de gel et de dégel, peut être considéré comme pratiquement très peu gélif. Pourtant ce béton est susceptible d'amélioration et avec 4 % d'air on s'aperçoit qu'il va résister à 2 000 cycles de gel et de dégel. On

(1) Annales P. C. (mai-juin 1951).



peut estimer que c'est superflu, et tout au moins sous le climat de la France, qu'on n'a pas besoin d'une telle résistance au gel, le fait n'en demeure pas moins.

Une seconde remarque est intéressante : le maximum de résistance au gel est obtenu à mesure que le béton devient de moins en moins bon pour des quantités d'air de plus en plus grandes.

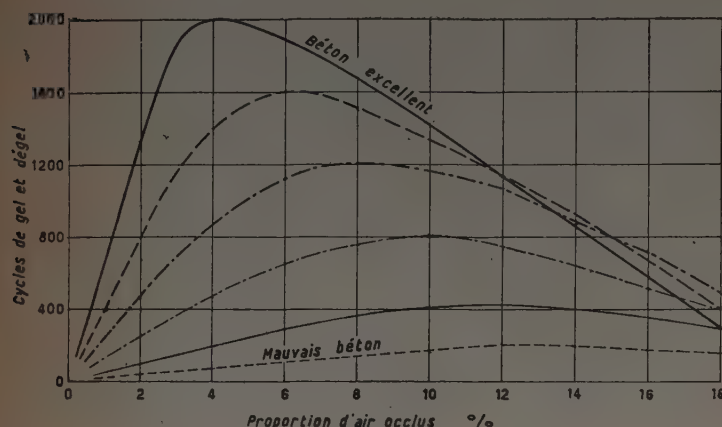


FIG. 3.

Enfin, il existe toujours un maximum au delà duquel on n'améliore plus le béton, ce maximum étant toujours voisin de 4 %. Sans doute nous manque-t-il un critère d'appréciation sur ce qu'est un béton excellent, une définition du bon et du mauvais béton, mais ceci ne diminue en rien l'enseignement de ces essais : l'existence d'un maximum.

#### d) Résistance (fig. 4).

Les courbes de la figure 4 ont été tracées non d'après les résultats d'essais particuliers faits dans un seul laboratoire, mais d'après l'expérience d'un très grand nombre d'essais dans de nombreux laboratoires. Le but de cette figure, un peu théorique, est de dégager des courbes à peu près continues et qui donnent l'allure du phénomène en évitant une multitude de points cahotiques. On

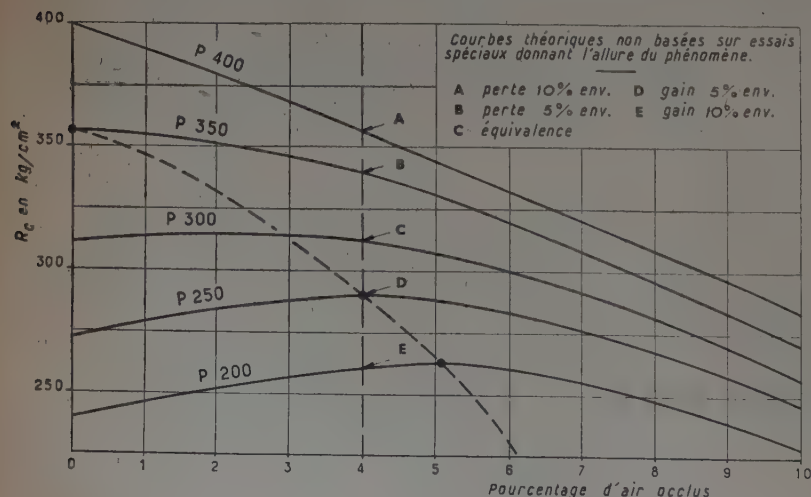


FIG. 4. — Influence de l'air occlus sur la résistance à la compression pour des bétons corrigés.

constate en général, sous réserve que le béton ait été composé correctement, que dans un béton très fortement dosé, à 400 kg, la présence d'air occlus se traduit par une diminution de résistance à peu près proportionnelle à la quantité d'air et qui s'accroîtrait si on devait dépasser 8 à 9 %. Lorsque le béton est moins dosé, la perte sur la résistance est moindre et à partir d'un certain dosage (300 kg environ), il devient possible de maintenir, puis de gagner d'une façon sensible. Sur des bétons à 200 kg on arrive couramment à réaliser un gain de 10 à 15 %. Pour 4 % d'air occlus, ce que l'on cherche à obtenir le plus souvent, un béton très richement dosé accuse une perte de résistance de l'ordre de 10 % à 400 kg, moindre à 350 kg. A partir de 300 kg on peut dire qu'on ne risque plus rien du côté de la résistance.

#### e) Remarque.

Il faut signaler, en outre, un fait qui n'apparaît pas sur les figures que nous venons d'examiner, c'est qu'il semble bien exister un seuil d'apparition des propriétés caractéristiques du béton à air occlus. Lorsqu'on fait des essais avec des dosages progressifs d'entraîneur d'air, jusqu'à 2,5 % d'air environ on ne note pas de différence; par contre à partir de 2,5 % les propriétés caractéristiques apparaissent de façon très nette. J'ai constaté ainsi par exemple qu'on peut transporter un béton contenant 2,5 % d'air sans ségrégation; avec 2 % d'air seulement il est probable qu'on n'y arriverait pas.

Je n'ai rencontré jusqu'à présent dans les publications techniques qu'une courbe indiquant l'existence de ce seuil (1), sans qu'il soit précisé si elle avait été tracée à vue d'après l'expérience de l'auteur ou si elle traduisait le résultat d'essais précis.

Il apparaît en définitive que le pourcentage d'air optimum est variable suivant le béton, mais est toujours voisin de 4 %. Pour le béton armé et le bâtiment on se contentera de 3 à 3,5 %; on prendra 4 % pour les bétons non armés courants, et dans le cas où on désire obtenir la résistance au gel; on pourra aller jusqu'à 5 à 6 % avec les bétons maigres en grandes masses (barrages).

#### 2° Recherche de la composition optimum.

Maintenant que nous avons déterminé le pourcentage d'air à retenir dans le béton, il nous faut apprécier l'effet de cet air sur la composition et rechercher la meilleure façon d'en tenir compte. La figure 5 a pour but d'illustrer cette question très importante et trop souvent méconnue.

Le premier béton est un béton normal de comparaison; les proportions des divers constituants, sont indiquées en volume absolu. Il s'agit d'un béton réel et non d'un exemple théorique.

Si dans ce béton, « toutes choses égales par ailleurs », nous entraînons 4 % d'air, nous obtenons 1 040 litres (2) et non plus 1 000 litres de béton (2° schéma).

En revenant (3° schéma) à la composition pour un mètre cube, nous devons réduire le volume absolu de chacun des constituants de 4 %.

(1) H. L. KENNEDY, Recent developments in concrete durability. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, oct. 1947.

(2) Exactement 1041,7 litres mais cet excès de précision est ici inutile.



	NORMAL	AIR OCCLUS sans modification		AIR OCCLUS correction usuelle	AIR OCCLUS correction sable
		même gâchée	ramenée à 1 m <sup>3</sup>		
CIMENT					
EAU					
SABLE					
CAILLOUX					
Dosage en ciment .....	Donné : 300 kg	Réduit de 4 % : 288 kg		Constant: 300 kg	Constant: 300 kg
Teneur en mortier en volume absolu .....	Donnée E+C+S soit 55 %	Accrue de 4 % du volume absolu des cailloux, soit 18 l/m <sup>3</sup> = 56,8 %		Constante soit 55 %	Constante soit 55 %
Granulo- métrie en vol. absolu	Ciment	11,55 %	Modifiée 11,0 %	Modifiée 11,2 %	Constante 11,55
	Air + Sable	34,45 %	— 37,4 %	— 35,9 %	— 34,45
	Cailloux	54,00 %	— 51,6 %	— 52,9 %	— 54,00
Résistance .....	Donnée	Réduite environ de 4 % pour 1 % d'air (soit 16 %)		Sensiblement conservée	Probablement réduite (pas d'essai)
Slump .....	Donné	Accru		Constant	Fortement accru
Maniabilité .....	Donnée	Fortement accrue		Accrue	Accrue

BÉTON DE BASE pour 1 m<sup>3</sup>

	CIMENT	SABLE	CAILLOUX	EAU	AIR RETENU 0,4 %
Poids en kg .....	300	770	1250	167	—
σ.....	3,13	2,73	2,78	1	—
Volume absolu..... (en litres)	96	283	450	167	4

FIG. 5. — Modifications de composition d'un béton dues à l'air occlus.

Par conséquent le dosage en ciment, qui était donné, est réduit de 4 %, la teneur en mortier (ciment + eau + sable + air) se trouve accrue de 4 % du volume absolu des pierres, soit ici 18 litres par mètre cube. La granulométrie qu'on est obligé de considérer en volume absolu, en assimilant l'air à du sable, est modifiée en conséquence. On a donc un peu moins de ciment, relativement plus de mortier et moins de cailloux. La résistance, nous le savons, est réduite de près de 4 % par

1 % d'air, le slump est accru, la maniabilité est fortement accrue.

Pour éviter cette modification mal contrôlée et par surcroît défavorable de la composition, nous allons chercher à faire place aux 4 % d'air en prélevant uniquement sur deux des constituants : le sable et l'eau (4<sup>e</sup> schéma). On prendra le plus possible sur l'eau et le complément sur le sable, de façon à maintenir le dosage en ciment ainsi que la teneur en mortier et le slump.



La granulométrie sera sans doute un peu modifiée dans la mesure où nous introduisons du sable supplémentaire sous forme d'air, mais la résistance sera sensiblement conservée et la maniabilité néanmoins accrue, le slump restant le même.

On pourrait envisager (5<sup>e</sup> schéma) de faire porter uniquement sur le sable la correction destinée à maintenir le volume. Dans cette hypothèse la teneur en mortier serait toujours la même, la granulométrie serait exactement conservée en volume absolu, mais on n'aurait évidemment pas tiré parti de la possibilité d'enlever de l'eau. On perdrait donc en résistance tout en gagnant d'une façon considérable en slump et en maniabilité. Ce cas n'est cité que pour mémoire et je n'en ai jamais rencontré d'application pratique.

On peut encore imaginer une autre correction, non représentée figure 5, qui consisterait à compenser le volume d'air entièrement par réduction d'eau. Ce serait théoriquement l'idéal, mais n'est qu'exceptionnellement réalisable, conduisant à un béton trop sec. Il faudrait avoir au départ un béton qui soit une véritable soupe pour arriver à enlever seulement de l'eau, et ceci est heureusement fort rare.

L'expérience montre que le meilleur ajustement de composition est celui portant sur le sable et sur l'eau, de façon à maintenir constants le dosage en ciment, la teneur en mortier et le slump. Dans ces conditions on obtient bien les propriétés recherchées en même temps que la résistance optimum.

Évidemment, si on est large en résistance, si avec le béton non traité on dispose par exemple d'une marge de 25 % ou plus par rapport aux exigences du Cahier des charges, il peut être plus avantageux d'en profiter pour ne faire aucune correction. On gagne alors un peu sur chaque constituant, notamment le ciment, et, bien que plus faible, la résistance est encore suffisante. Ceci est non seulement possible mais même souhaitable dans certains cas. La seule erreur à éviter est de croire que, dans ces conditions, sans aucune modification apparente, on se rapproche le mieux du béton non traité, alors précisément qu'on s'écarte le plus tant de la composition initiale que de l'optimum possible.

#### Remarques sur la maniabilité.

Dans le tableau qui accompagne la figure 5, les notions de slump et de maniabilité font l'objet d'une distinction qui mérite quelques justifications. En effet le cône d'Abrams et la table à secousses, couramment utilisés pour apprécier la consistance d'un béton, donnent des indications qui manquent de précision. Ils ne permettent pas de comparer deux bétons de consistance voisine au point de vue de la maniabilité, et ceci est particulièrement vrai pour les bétons à air occlus. On a depuis longtemps observé que, à slump égal, un béton à air occlus est toujours plus maniable qu'un béton ordinaire.

Pour résoudre cette difficulté et parvenir à une appréciation quantitative, l'Électricité de France en la personne de M. MEYNIER, chargé de son laboratoire de Bourg-Saint-Maurice (1), a mis au point un appareil qui a été utilisé par la suite pour étudier la maniabilité des bétons du barrage de Tignes. Je dois à l'obligeance de M. MEYNIER, avec la bienveillante autorisation de M. le Directeur de la Région d'Équipement Hydraulique

Alpes I, la photographie et le plan de cet appareil représentés figures 6 et 7. Nous verrons un peu plus loin un exemple des résultats très intéressants qu'il permet d'obtenir.

Le plasticimètre de M. MEYNIER est basé simplement sur le principe des vases communicants. On emplit une cuve cylindrique en tôle, de 30 cm de diamètre, de béton que l'on vibre de façon à assurer une bonne mise en place. On ouvre ensuite une trappe mettant la cuve en com-



FIG. 6. — Plasticimètre de M. Meynier.

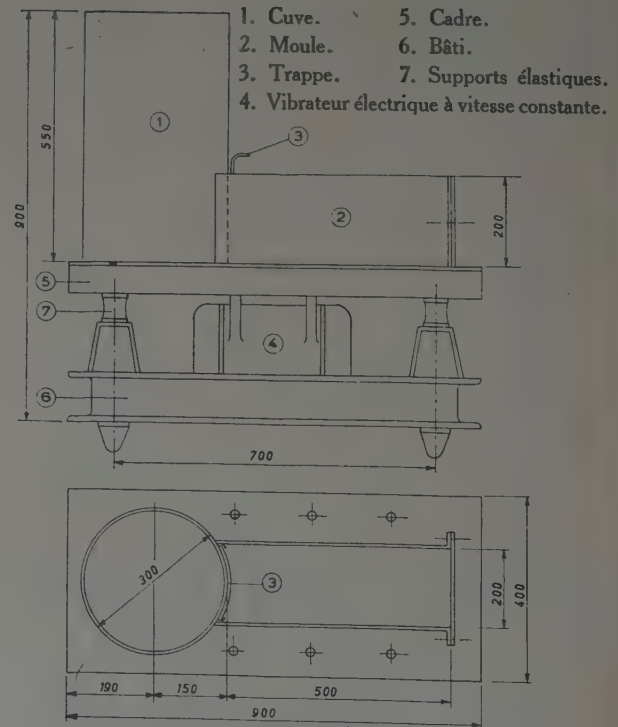


FIG. 7. — Plasticimètre de M. Meynier. Plan et coupe.

(1) Ce laboratoire a pour rôle principal l'étude et le contrôle des bétons du barrage de Tignes et est particulièrement équipé pour l'étude du gel des bétons.



munication avec un prisme et on met en route un vibreur à vitesse constante placé sous l'appareil. La mesure consiste à chronométrer le temps nécessaire pour que le niveau de béton s'égalise entre la cuve et le prisme. La capacité des deux parties est déterminée de façon que l'égalisation des niveaux se produise pour un remplissage à peu près parfait du prisme. Cet appareil évite les inconvénients d'une appréciation empirique et permet en chiffrant la maniabilité de faire des différences entre des bétons très proches les uns des autres.

### Conclusion sur la composition.

Pour conclure sur la question de composition du béton, il peut en définitive se présenter pratiquement deux cas :

a) On a à étudier directement un béton à air occlus ; Comment va-t-on alors procéder, en quoi l'étude différera-t-elle de celles faites par les méthodes habituelles ? Il n'y a pas de différence sensible. Pour un béton à minimum de sable par exemple, l'ossature du béton étant donnée, on connaît la place qui reste pour le mortier ; il suffira de tenir compte du fait que dans le mortier l'air est équivalent à du sable. Il en sera de même pour l'étude suivant toute autre méthode. Il faudra seulement, si on construit des courbes granulométriques, le faire en volume absolu et non en poids. On ne peut, évidemment, pas tenir compte de la présence de l'air et de son rôle équivalent à celui du sable quand on raisonne en poids.

b) On étudie un béton à air occlus comparativement à un béton classique : Il faut alors se rapprocher le plus possible du béton témoin. Nous avons vu tout à l'heure comment opérer. La correction sur l'eau sera la plus importante possible et son complément portera sur le sable, de façon à maintenir constants le dosage, la teneur en mortier et le slump. Bien entendu, ceci suppose que la maniabilité ainsi obtenue est satisfaisante, si elle ne l'était pas on se fixerait d'obtenir un slump un peu meilleur dans la mesure nécessaire.

Une dernière remarque mérite ici notre attention : le résultat de cette étude de composition, faite normalement soit en laboratoire officiel, soit au laboratoire du chantier, ne comporte pas encore le dosage en entraîneur d'air. Nous avons fixé la composition granulométrique, le rapport C/E, le dosage en ciment, le pourcentage d'air à obtenir, mais non le dosage en entraîneur d'air. Nous allons voir en effet que celui-ci peut être influencé par les conditions du travail.

### 3° Dosage en agent entraîneur d'air.

Ayant déterminé le pourcentage d'air que nous voulons obtenir, nous disposons d'un produit, l'agent d'occlusion d'air, qui est le moyen que nous allons utiliser. Ce moyen peut être plus ou moins commode, plus ou moins cher, ceci n'a pas d'importance en théorie pourvu que l'utilisation soit correcte. Bien entendu il n'en sera pas de même en pratique, et nous allons précisément voir se dégager les qualités essentielles à exiger de l'agent d'occlusion d'air.

Le dosage va être fixé par l'expérience : IL NE PEUT ÊTRE FIXÉ ABSOLUMENT QUE PAR L'EXPÉRIENCE, c'est là un point sur lequel on ne saurait trop insister. De nombreux facteurs influent en effet sur la quantité d'air occlus

pour un dosage donné d'agent d'occlusion d'air. Pour la clarté de l'exposé je rangerai ces facteurs en trois catégories : au premier groupe appartiennent les matériaux employés et la composition du béton ; à un second groupe les conditions de travail dans lesquelles on se trouve placé et enfin un dernier facteur est évidemment le dosage d'entraîneur d'air lui-même.

#### a) Matériaux et composition.

L'influence des matériaux et de la composition du béton est très importante et a des aspects variés.

La quantité d'air occlus est tout d'abord sensible à la nature, à la granulométrie du sable. Deux sables différents ne donneront pas la même quantité d'air occlus. Si en d'autres termes on imagine deux bétons identiques, toutes choses égales par ailleurs, au sable près, la quantité d'agent d'occlusion d'air à utiliser ne sera pas la même avec ces deux sables.

La quantité d'air occlus est également sensible au dosage en ciment. Plus un béton est riche en ciment et plus il faut, par unité de poids de ciment, d'agent d'occlusion d'air. Il en est de même pour les farines, ciment et farines jouant le même rôle (rôle inhibiteur), vis-à-vis de l'entraîneur d'air.

Enfin, la quantité d'air est sensible au mouillage du béton : plus le béton est mouillé, plus, avec une même quantité d'agent actif, on aura une quantité importante d'air.

L'influence des ces divers facteurs est illustrée par les figures et résultats que nous allons commenter maintenant, bien que la concordance ne soit pas toujours parfaite dans la mesure où il s'agit de résultats d'expériences dont toutes les conditions ne peuvent être rigoureusement contrôlées comme il serait souhaitable pour l'étude scientifique d'un phénomène.

Les courbes de la figure 8 rassemblent les résultats de mesures faites sur des chantiers variés pour des bétons dosés à 300 kg. Le dosage, sinon la nature du ciment, est donc constant, l'agent d'occlusion d'air employé est bien entendu le même, par contre les matériaux sont dans chaque cas différents. On voit que le sable le plus mauvais, celui qui se prête le moins à

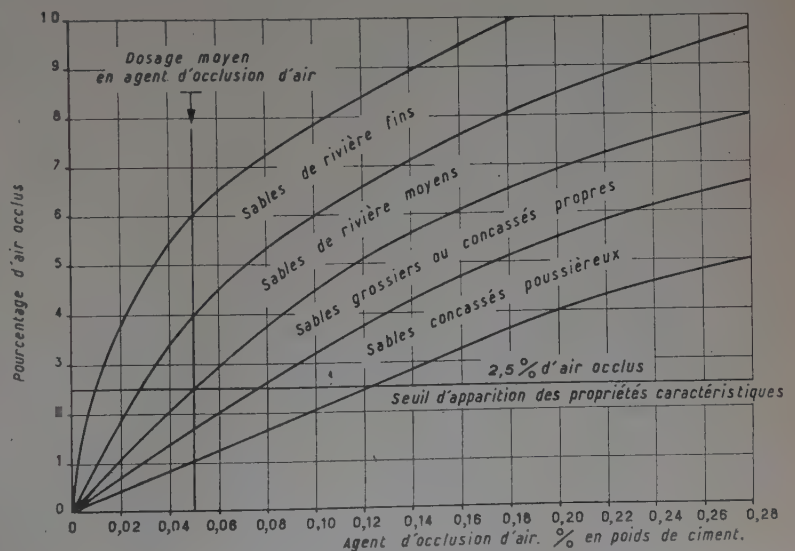


FIG. 8. — Influence de la nature du sable sur l'efficacité de l'entraîneur d'air.



l'entraînement d'air est le sable poussiéreux et concassé. Il peut arriver dans certains cas qu'il soit nécessaire, pour obtenir une même quantité d'air, d'utiliser un dosage quatre fois plus grand d'agent actif suivant que le sable dont on dispose est un sable de rivière fin ou un sable concassé poussiéreux. Les meilleurs sables que j'aie rencontrés jusqu'à maintenant sont les sables de Moselle, ce sont eux qui exigent le moins d'agent entraîneur d'air pour un même résultat. Encore faut-il signaler qu'il n'est jamais possible de prévoir « à vue » avec certitude le dosage qui sera finalement retenu.

mesurés avec le plasticimètre (fig. 6 et 7), indiquent peu de différences, qu'on emploie ou non l'occlusion d'air. Le maximum de maniabilité est obtenu pour la même composition dans les deux cas, ce maximum étant très marqué. Avec un sable poussiéreux la maniabilité maximum correspond donc à une composition granulométrique bien déterminée, dont on ne peut s'écarter sans que la maniabilité diminue très rapidement. De plus, l'entraînement d'air ne semble pratiquement pas amener de grande amélioration. Toutefois ces essais ont été faits en employant systématiquement le même dosage en

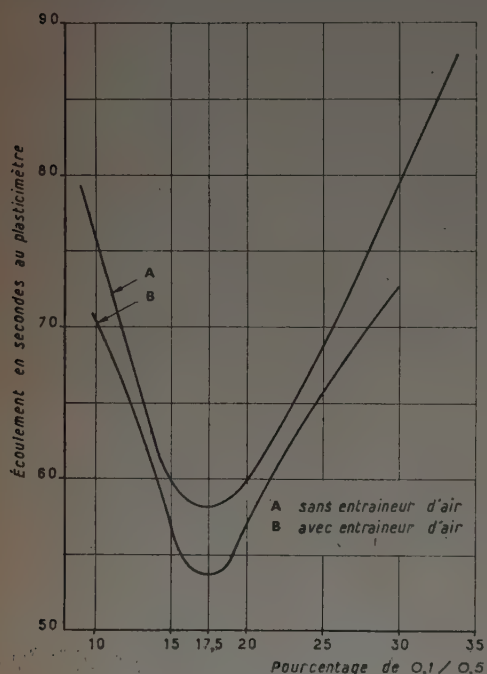


FIG. 9.

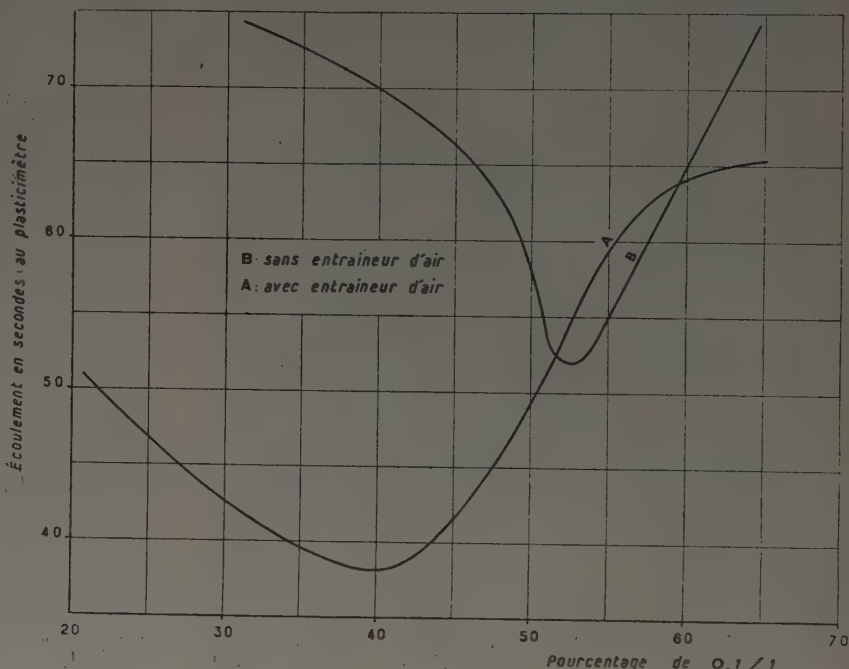


FIG. 10.

L'expérience réserve souvent des surprises et les catégories de la figure 8 ne doivent en aucun cas être considérées comme rigoureusement définies. Suivant la nature du sable, si on faisait appel à un dosage standard arbitrairement fixé au départ, cela marcherait dans certains cas, dans d'autres ce serait dangereux et dans d'autres enfin on n'obtiendrait rigoureusement aucun résultat.

Les figures 9, 10 et 11 donnent des résultats qui ont été obtenus par le laboratoire de l'Électricité de France à Bourg-Saint-Maurice avec l'appareil de M. MEYNIER.

Pour étudier l'influence de la présence de farines dans le béton, on a pris le sable 0-3 fourni par la station de concassage des Boisses, dépoussiéré par tamisage jusqu'à 0,1 mm, et on l'a séparé en deux classes. Ces classes étaient ensuite recombinaison en proportions variables, dans un mortier composé du sable étudié, de ciment Lafarge au dosage de 400 kg/m³ et d'eau dont la proportion dépendait de la finesse du sable.

Dans une première série d'expériences (fig. 9) le tamisage a été fait à 0,5 mm. On recombinaison ensuite la classe 0,1 — 0,5 avec 0,5 — 3 plus le refus. C'est donc à un sable extrêmement riche en fins que nous avons à faire. Les écoulements,

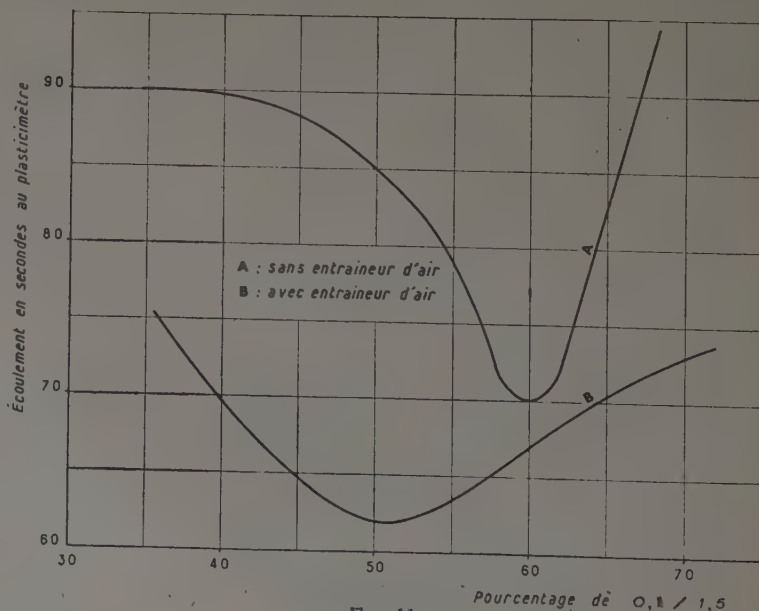


FIG. 11.



entraîneur d'air, sans mesurer la quantité d'air occlus, et il est fort possible, si on avait travaillé à un pourcentage d'air constant, que les résultats aient été différents. La même remarque s'applique d'ailleurs aux mortiers des figures 10 et 11.

Dans le cas de la figure 10 on a opéré de la même façon, mais les deux classes étaient cette fois 0,1 — 1 et 1 — 3. Nous avons donc à faire à un sable moyen. Plusieurs remarques intéressantes sont immédiates : tout d'abord la courbe avec entraînement d'air indique une mise en place beaucoup plus rapide.

De plus, le maximum de maniabilité n'est pas obtenu pour la même composition granulométrique avec et sans air occlus. On voit notamment qu'on a intérêt à mettre moins de sable fin dans un béton à air occlus, ce qui justifie expérimentalement les considérations développées plus haut sur la correction de sable.

Enfin, bien qu'on ait encore une perte assez sensible de maniabilité lorsqu'on s'écarte de la granulométrie optimum, la variation est moins rapide dans le cas de l'air occlus que dans celui du béton classique. Il en résulte, si les installations de concassage ne sont pas absolument constantes, ce qui est assez difficile à obtenir, que les petites variations accidentelles auront des incidences moins graves sur les conditions du travail.

Les courbes de la figure 11 correspondent aux deux classes 0,1 — 1,5 et 1,5 — 3 obtenues à partir du même sable 0 — 3 que précédemment, donc à un sable plus grossier. On observe les mêmes phénomènes : décalage de l'optimum dans la direction des moins grands pourcentages de sable fin, augmentation systématique de maniabilité et aplatissement de la courbe pour le béton à air occlus.

Examinons maintenant ces trois figures simultanément pour noter les temps d'écoulement en secondes correspondant aux différents sables : grossier, moyen et poussiéreux. Les temps les plus faibles ont été obtenus avec le sable moyen, les sables grossier et très fin demandant des temps plus élevés. Ceci est aussi vrai pour le béton sans air occlus que pour le béton avec air occlus et correspond à un phénomène d'ailleurs bien connu.

Le tableau suivant, illustrant l'influence des facteurs de composition et de granulométrie, est plus aride. Ce sont des résultats d'essais effectués par M. MEYNIER à Bourg-Saint-Maurice pour le béton du barrage de Tignes. Avec un certain nombre d'anomalies qui correspondent, outre la dispersion, aux nombreux éléments d'incertitude propres à tout essai, nous y retrouvons la plupart des éléments dont nous avons parlé tout à l'heure.

Onze bétons ont été étudiés, correspondant aux bétons de 250 mm du Barrage de Tignes, dont on aurait éliminé les éléments supérieurs à 50 mm. Ils sont composés de calcaire concassé de même granulométrie discontinue comprenant 59 % de 15/50 (proportion identique dans tous les bétons) et 41 % d'éléments inférieurs à 3 mm dans lesquels on a fait varier la proportion de farine comme indiqué dans la deuxième colonne du tableau.

Le premier béton, n° 454, est un béton témoin sans entraîneur d'air avec sable 0-3 tout venant non dépoussiéré. C'est à ce béton qu'on pourra se référer par la suite.

Premier essai, n° 456, on ajoute une certaine quantité d'entraîneur d'air sans autre modification. La quantité d'air augmente, mais pas assez pour influencer la maniabilité, la résistance diminue de 10 %. Par contre la résistance au gel est accrue très nettement.

Deuxième expérience, n° 458, même béton où on augmente simplement la quantité d'entraîneur d'air. Chose curieuse, l'air occlus se maintient à peu près à la même valeur, c'est une des anomalies citées plus haut. La résistance augmente par rapport au béton 456, surtout la résistance au gel.

Le béton 460 dérive du 454 par suppression des éléments inférieurs à 0,1 mm, on revient au dosage en entraîneur d'air du 456. La proportion d'air augmente (suppression des farines) et avec elle la plasticité. Par contre la résistance mécanique baisse, la tenue au gel est bonne.

Pour l'essai suivant, n° 462, en conservant le dépoussiérage on diminue la quantité d'eau. Le béton est plus sec, d'où moins d'air (même plasticité que le témoin). Par contre l'effet est considérable sur les résistances qui ont augmenté et qui deviennent supérieures à celles du témoin. La résistance au gel est excellente.

On essaye ensuite de voir, n° 464, si on peut gagner en dépoussiérant jusqu'à 0,2 mm. Le rapport C/E est le même que pour le 462, le pourcentage d'air occlus reste le même. La résistance diminue un peu, ce qui peut être dû à la dispersion; la résistance au gel se maintient. Il ne semble donc pas qu'il y ait intérêt à dépoussiérer plus loin que 0,1 mm.

On introduit alors volontairement des farines dans le béton, n° 466. La quantité d'agent entraîneur d'air reste la même, ainsi que le rapport C/E, aussitôt la quantité d'air diminue. (Présence de farines, diminution de la quantité d'air occlus.) Par contre les résistances se tiennent bien. Il n'y a rien de particulier à signaler.

NUMÉRO	PARTICULARITÉS granulométriques	DOSAGE	ENTRAI- NEUR d'air	EAU	PLASTICITÉ	C/E	AIR occlus	90 JOURS DANS L'EAU		100 CYCLES DE GEL	
								Flexion	Compression	Flexion	Compression
	%			%			%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
454.....	0 - 3 : 41	357	0	180,7	1,05	1,96	1,7	35,3	418	1,5	66
456.....	0 - 3 : 41	357	0,6	180,7	1,05	1,96	2,5	34,3	376	1,5	146
458.....	0 - 3 : 41	357	1	180,7	1,05	1,96	2,4	35,9	398	17,9	311
460.....	0,1-3 : 41	357	0,6	180,7	1,10	1,96	3,6	33,1	364	30,2	306
462.....	0,1-3 : 41	357	0,6	180,7	1,04	2,29	2,7	41,5	497	42,8	419
464.....	0,1-3 : 41	357	0,6	180,7	1,04	2,29	2,7	40,3	455	31,3	426
466.....	0,2-3 : 41	357	0,6	180,7	1,04	2,29	1,9	41,5	475	35,6	435
468.....	0-0,1 : 1,2	357	0,6	180,7	1,10	1,96	2,8	35,4	439	34,0	339
470.....	0-0,1 : 1,2	357	0,6	180,7	1,10	1,96	6,6	30,8	290	27,0	267
472.....	0-0,1 : 1,2	357	1,2	180,7	1,10	1,96	5	36,6	373	32,2	345
474.....	0-0,1 : 2	357	1,2	180,7	1,10	1,96	2,8	36,6	396	28,1	346
476.....	0-0,1 : 4	357	1,2	180,7	1,04	1,96					



On revient alors à la quantité d'eau primitive (n° 468). Le béton est plus mouillé, la quantité d'air augmente.

Pour le béton suivant (n° 470), on double la quantité d'entraîneur d'air. La quantité d'air occlus devient trop importante, le rapport C/E restant le même. La résistance baisse, mais la résistance au gel se maintient fort bien.

On met alors 2 % de farines, toujours avec un dosage double d'entraîneur d'air et en maintenant le rapport C/E (n° 472). La quantité d'air diminue et la résistance remonte, redevenant à peu près satisfaisante.

Enfin dernier essai (n° 476), on a ajouté 4 % de farine au lieu de 2 %, toutes choses égales par ailleurs. La quantité d'air retombe à 2,8 %, effet inhibiteur très important des farines. Les résistances reviennent à des valeurs normales, aussi bien au gel que sans gel.

Une remarque intéressante, valable pour l'ensemble des résultats du tableau précédent est le fait que l'entraînement d'air est toujours moins défavorable, ou plus favorable, à la résistance à la flexion qu'à la résistance à la compression. Quand on a une perte de résistance à la compression de 5 % par exemple, la résistance à la flexion est maintenue. C'est d'ailleurs un phénomène très général qui n'est pas vrai uniquement pour les bétons de Tignes et dont je ne connais pas l'explication théorique (1).

#### b) Conditions de travail.

Un second groupe de facteurs influant sur la quantité d'air occlus correspond aux conditions de travail.

Tout d'abord le type et la capacité du malaxeur. C'est pour cette raison que le laboratoire ne peut pas, en toute objectivité, indiquer aux chantiers le dosage d'agent d'occlusion d'air à utiliser. On peut rencontrer

des différences sensibles et le contrôle sur le chantier même est indispensable.

La durée du malaxage peut parfois intervenir également. Or il est difficile de fixer cette durée avec rigueur quand on ne dispose pas d'une centrale importante. Il n'y a donc qu'une ressource : exiger du produit la qualité correspondante : l'insensibilité à la durée du malaxage. Il existe sur le marché plusieurs produits qui répondent à cette exigence.

Un autre facteur (d'ailleurs beaucoup moins sensible) est la température : quand elle augmente, la quantité d'air diminue. Par exemple un dosage d'agent d'occlusion d'air déterminé pour une température de 8° C, ne sera probablement plus suffisant si cette température monte à 35° C. Ceci ne présente guère d'inconvénient en pratique dans la mesure où l'action de la température est assez faible et où ses variations sont rarement rapides et de grande amplitude.

#### c) Dosage en entraîneur d'air.

Enfin, évidemment un dernier facteur jouant sur la quantité d'air occlus est le dosage en entraîneur d'air. C'est ce dosage que nous cherchons à déterminer, encore faut-il le citer pour mémoire.

On notera ici qu'il y a lieu de demander à l'entraîneur d'air d'être aussi peu sensible que possible aux erreurs de dosage. C'est ainsi qu'on ne saurait admettre que la quantité d'air occlus soit proportionnelle à la quantité d'agent, en raison du risque considérable que représenterait une erreur grossière sur le dosage. Il en résulte qu'en aucun cas, un bon agent entraîneur d'air ne peut être utilisé pour confectionner du béton cellulaire (30 % d'air et plus). On peut d'ailleurs se rassurer, car pratiquement tous les produits du marché répondent plus ou moins bien à la question.

## MÉTHODES DE MESURE DE L'AIR OCCLUS

Il résulte de tout ce que nous avons vu que la quantité d'air occlus est le point fondamental à connaître et que sa mesure est indispensable. Pratiquement il existe trois méthodes de mesure de l'air occlus :

#### Méthode gravimétrique.

Elle a été longtemps la plus employée aux États-Unis et demeure extrêmement intéressante dans la mesure où elle n'exige aucun appareillage spécial, mais une simple balance.

On se contente de peser des échantillons de béton frais dont on connaît exactement le volume, avec et sans air occlus, et on calcule la quantité d'air.

Il faut pour cela connaître avec exactitude la composition du béton par mètre cube et les poids spécifiques de chacun des constituants, notamment des agrégats, ce qui suppose un contrôle précis du rendement.

La comparaison pure et simple des poids peut conduire, sauf dans le cas où on n'a procédé à aucune cor-

rection, à des erreurs importantes dont on se gardera. Ces erreurs sont dues au fait que l'on compare alors deux compositions différentes. Illustrons-les par un exemple.

Soit un béton témoin, sans air, de densité 2,4, soit 2 400 kg/m³.

Supposons qu'on réalise un béton à air occlus (4 % d'air) avec réduction de 20 litres d'eau et 20 litres de sable dont le poids spécifique est  $\sigma = 2,5$ . Le poids du béton à air occlus sera réduit par mètre cube de 20 kg pour l'eau et  $20 \times 2,5 = 50$  kg pour le sable. On aura donc  $2\ 400 - 70 = 2\ 330$  kg/m³.

Si on compare les densités 2,4 et 2,33, la différence représente 2,9 % et ne correspond nullement à la quantité réelle d'air occlus.

Il faut opérer de la façon suivante :

Connaissant les réductions d'eau (20 litres) et sable (50 kg) effectuées, on sait que les matériaux utilisés pèsent 2 330 kg pour un volume absolu de 960 litres, soit pour 1 m³ :  $\frac{2\ 330}{0,96} = 2\ 427$  kg.

C'est donc à 2 427 kg qu'il faut comparer le poids réel du béton réalisé pour trouver la quantité d'air.

(1) Voir discussion : Explication donnée par M. DURIEZ.



Supposons que la pesée du béton à air occlus nous donne un poids de  $2\,325\text{ kg/m}^3$ , il en résulte que le volume absolu des matériaux, air non compris est de  $\frac{2\,325}{2\,427} = 958$  litres et celui de l'air 42 litres soit 4,2 %.

Cette méthode, simple en principe, présente certains inconvénients en raison de la nécessité de connaître très exactement le volume des éprouvettes et, surtout, le poids spécifique des agrégats. De plus, lorsqu'on procède par tâtonnements pour fixer le dosage d'entraîneur d'air, on est contraint de confectionner et de peser les cubes avant de savoir si le pourcentage d'air obtenu est satisfaisant, ce qui complique pratiquement les opérations et demande du temps.

En fait, la méthode gravimétrique n'est guère employée que par les laboratoires, comme recoupement des résultats obtenus par d'autres procédés.

**REMARQUE.** — On remarque sur l'exemple numérique ci-dessus qu'un béton à air occlus à composition corrigée est plus lourd, à pourcentage d'air égal, qu'un béton non corrigé.

Les densités comparées sont les suivantes :

Béton témoin .....	2,4
Béton à 4 % d'air, corrigé .....	2,33
Béton à 4 % d'air, non corrigé .....	2,304

### Méthode par compressibilité.

Le principe en est très simple : application de la loi de Mariotte à l'air, seul élément compressible du béton. Ceci n'est possible qu'à condition que le béton transmette la poussée hydrostatique, et soit par conséquent d'une consistance assez plastique.

A cette méthode, correspondent de nombreux appareils qui ne diffèrent que par les détails de leur construction. Ces appareils sont généralement très maniables, ils peuvent être utilisés sur le chantier même et la mesure ne demande que quelques minutes. Les résultats comportent une certaine incertitude par suite des nombreuses sources d'erreurs systématiques et accidentelles. Il est assez facile d'y remédier en faisant un peu plus de mesures et on arrive à obtenir des indications très suffisantes. De toute façon, il serait illusoire de prétendre à une très grande précision et une approximation de  $\pm 0,5$  % d'air est satisfaisante.

La méthode par compressibilité est pratiquement la plus employée. Il faut toutefois connaître ses limites :

bétons très secs, et tenir compte le cas échéant de la porosité des agrégats qui peut être déterminée avec le même appareil en opérant sur le même mélange sans ciment ni addition d'entraîneur d'air.

### Méthode par dilution (volumétrique).

Elle consiste à diluer un volume connu de béton frais dans l'eau et à faire échapper complètement l'air occlus. La différence de volume avant et après dilution donne la quantité d'air, mesurée en rétablissant le niveau primitif au moyen d'alcool.

Cette méthode serait excellente si on pouvait être assuré du moment où l'air s'est effectivement échappé, ce qui n'est pas toujours facile. De plus, l'agitation crée une mousse abondante qu'on ne peut éliminer qu'en utilisant de l'alcool pour rétablir le niveau, ce qui complique l'opération.

Les appareils basés sur ce principe sont assez encombrants et peu adaptés aux mesures sur chantier, il en existe divers modèles aux États-Unis (Rolling Method). Je n'en ai pour ma part jamais vu utiliser en Europe.

### Cas où la mesure est impossible.

Enfin il est un cas où la mesure est impossible, ou au moins assez illusoire. C'est celui des bétons très secs, du type routier, dont le rapport C/E est supérieur à 2,5.

Même si le principe de la méthode permet la mesure (dilution, pesée), il est très difficile d'obtenir un échantillon représentatif du béton mis en œuvre. Il faudrait pouvoir compacter le béton dans le moule qui servira ensuite à faire la mesure de la même façon que dans la dalle routière. Il vaut mieux ne pas trop compter y parvenir de façon régulière. De plus, si on emploie la méthode par compressibilité, le résultat sera certainement faux, car le principe lui-même ne permet pas de faire la mesure dans ce cas. On ne peut admettre une transmission hydrostatique des pressions dans un béton sec.

Il vaut mieux abandonner l'idée de mesure, ce qui rendra la mise au point évidemment plus délicate. On essaiera successivement des dosages différant largement et on fera des contrôles de densité sur carottes prélevées après coup. Dans l'immédiat, on devra se fier dans une large mesure au coup d'œil et à l'habitude des techniciens qui font la mise en route.

## OPÉRATION PRATIQUES ET DIFFICULTÉS

Les indications qui suivent se rapportent toujours à la mise au point des bétons à air occlus au cours d'essais. Nous distinguerons deux cas, suivant qu'il s'agit d'essais de laboratoire ou d'essais de chantier.

### 1° Au laboratoire.

L'objectif étant la quantité d'air que l'on désire obtenir, on conçoit qu'il pourra être nécessaire de faire un certain nombre de gâchées de tâtonnement avant de parvenir à une bonne mise au point. Il n'arrive pas toujours qu'on réussisse du premier coup, c'est-à-dire avec le premier dosage essayé, à obtenir la quantité d'air désirée.

Les gâchées de tâtonnement devront être éliminées, à moins qu'on ne possède un nombre considérable de moules. On risquerait, en effet, de ne plus disposer de moules en quantité suffisante au moment où, la composition étant bien au point, on peut commencer à confectionner des éprouvettes représentatives du béton à air occlus correct.

La difficulté, outre les facteurs influençant l'air occlus, vient aussi du fait que les réductions d'eau et de sable peuvent jouer l'une par rapport à l'autre avant obtention du slump désiré.

Pratiquement, s'il est peu fréquent qu'on arrive dès le premier essai au résultat recherché, il est extrême-



ment rare qu'on ait à faire plus de trois gâchées, la troisième étant presque toujours satisfaisante.

## 2° Sur chantier :

On procédera, suivant le cas, avec ou sans correction approximative. La correction de composition ne représente jamais une difficulté pratique. En effet, pour ce qui concerne l'eau, on procède soit à vue et la réduction est alors automatique à consistance égale, soit avec des doseurs exactement calibrés et faciles à régler. Pour les agrégats, on dispose en général de balances réglables ou de doseurs volumétriques. Même si l'on peut reprocher aux doseurs volumétriques de ne pas être d'une précision très grande, il est souhaitable de faire la correction pour éviter d'ajouter une erreur systématique aux erreurs accidentelles que l'on ne peut éviter.

En ce qui concerne le dosage en entraîneur d'air, au lieu, comme pour l'essai de laboratoire, de devoir tâtonner et perdre les gâchées préliminaires, il suffit d'ajouter des quantités d'agent d'occlusion d'air progressivement croissantes. De cette façon, on est certain de ne jamais avoir plus d'air qu'on ne désire et, par conséquent, de ne courir aucun risque. De plus, cela ne retarde en rien la marche du chantier qui continue à travailler durant l'essai sans aucune modification de rythme.

## Mode et lieu d'addition de l'entraîneur d'air.

L'agent d'occlusion d'air est généralement livré sous forme liquide à une concentration qui en permet l'emploi immédiat sans dilution. On l'ajoutera à la gâchée, soit avec l'eau, soit directement dans la bétonnière, soit même sur le sable en en mesurant la quantité avec une éprouvette graduée.

Ces produits, comportant des mouillants, diffusent extrêmement rapidement dans la masse du béton. Il s'ensuit, en cas d'addition sur le sable, que l'homogénéité n'est pas compromise même si le malaxage est très court.

## Moyens de contrôle.

Le contrôle est indispensable et devra être fait avec soin, surtout au moment d'un essai. Il suffit d'avoir un appareil de mesure de quantité d'air occlus, tel par exemple que les appareils basés sur le principe de compressibilité qui sont peu encombrants et permettent des mesures rapides.

Dans le cas des bétons secs dont nous parlions plus haut, il n'est pas facile d'être certain qu'on a réalisé le béton optimum et la conséquence immédiate en est qu'il faut donner une importance plus grande aux essais avant de se hasarder à juger.

## CRITÈRES DE JUGEMENT

Nous avons vu jusqu'à maintenant la préparation des essais et les opérations de mise au point du béton. Nous supposons que l'importance donnée aux essais a été suffisante en volume et en durée et que nous sommes arrivés au moment où il devient possible d'examiner les résultats d'une façon critique.

Il est très important d'avoir défini à l'avance les critères sur lesquels portera le jugement et, dans toute la mesure possible, de leur donner un caractère quantitatif.

### a) Critères techniques.

Ces critères sont relativement faciles à déterminer.

#### 1° Jugement de qualité.

Quand on juge de la qualité, par exemple : résistance au gel, imperméabilité, etc., c'est au laboratoire qu'il faut faire appel et il suffit de confectionner un nombre suffisant d'éprouvettes avec un béton de composition optimum. On se réfère d'ailleurs aux résultats obtenus antérieurement dans d'autres laboratoires et on considère les nouveaux essais comme une vérification complémentaire. Le résultat s'exprime toujours quantitativement.

#### 2° Jugement des conditions de travail.

S'il s'agit des conditions de travail, c'est le chantier qui juge. Dans ce cas, il se présentait une ou plusieurs difficultés précises à résoudre (pompage du béton par exemple) qui sont ou ne sont pas surmontées. Sans être quantitative, la conclusion n'en est pas moins très nette. Il est d'ailleurs parfois possible de travailler quantitativement en procédant, par exemple, à l'analyse du

béton frais avant et après transport lorsqu'il s'agit d'apprécier l'influence de l'air occlus sur la ségrégation.

Bien entendu, dans l'essai de chantier aussi, il faut avoir mis au point la composition optimum et l'avoir expérimentée pendant une durée suffisante.

La seule erreur à éviter, qui est parfois commise, est de confondre les possibilités et les compétences du laboratoire et du chantier. Ceci se produit en particulier sur de petits chantiers où on confectionne sans précaution un nombre très restreint de cubes qui seront cassés à raison de un à chaque âge. Les moules sont plus ou moins bien dressés, les conditions de durcissement abandonnées au hasard, et ainsi de suite, ce qui n'empêche pas le chantier de conclure, suivant le cas, soit à l'excellence, soit au contraire à la déchéance totale du procédé.

Il faut dire que ce genre d'erreur n'est commis que par certains chantiers, les laboratoires étant au contraire très avertis des méthodes critiques à appliquer avant de conclure sur tout essai.

### b) Critères économiques.

Ils sont beaucoup plus difficiles à évaluer, car il faudrait pouvoir chiffrer tous les éléments du prix de revient.

Or, on joue souvent sur des valeurs individuellement plus faibles que l'incidence du moindre aléa de chantier. Il faut donc comparer d'une part le prix de l'entraîneur d'air, dont on a bien entendu déterminé le dosage minimum convenable, avec d'autre part la somme de tous les éléments bénéficiaires qu'il permet de réunir.

On doit ainsi prendre en compte le rendement en matériaux. Nous avons vu tout à l'heure la correction de composition qui correspond à ce rendement. Le



gain portera sur le sable seul si on a procédé à l'ajustement de composition, sur l'ensemble des constituants du béton, y compris le ciment, si on a procédé « toutes choses égales par ailleurs ».

On appréciera aussi le *rendement en main-d'œuvre* pour la mise en place, la finition du béton, les ragréages. Il faut ici déterminer les temps au mètre cube en neutralisant s'il y a lieu les incidents ayant pu distraire la main-d'œuvre tels qu'attente du ravitaillement en agrégats, pannes d'électricité ou de machines, etc.

Il faudrait aussi évaluer la *puissance dépensée* et les *dépenses d'entretien* du matériel (vibrateurs, pompes, bennes de grues ou de blondins, etc.).

Tous ces éléments sont évidemment très délicats à déterminer, d'autant plus qu'aucun ne représente à lui seul une valeur importante. Ceci pose pratiquement tout le problème du prix de revient en matière de travaux publics, il n'est pas possible de l'apprécier rigoureusement avant la fin du chantier ou d'une partie bien déterminée de l'ouvrage.

Le plus souvent on conclut donc sur quelques signes, sur une impression d'ensemble qui se traduit par la certitude de l'existence d'un avantage sans permettre pour autant de le chiffrer.

Mon ambition ici n'est pas de prétendre donner les moyens de juger économiquement l'essai de béton à air occlus, mais bien plutôt de définir le sens dans lequel on doit tendre : dans toute la mesure du possible il faut essayer de juger quantitativement.

Pour en finir avec cette question importante des critères de jugement, il faut surtout ne pas s'attacher à l'illusion d'une panacée universelle. Il est rarement possible de gagner tout à la fois sur la résistance, la longévité, la maniabilité et le prix de revient. Il faut savoir orienter sa recherche, et ceci n'est pas vrai seulement en cas d'emploi de l'occlusion d'air, vers un compromis satisfaisant tout à la fois les exigences techniques et le souci d'économie. Le résultat auquel on parviendra, par une appréciation plus scientifique des possibilités offertes par l'air occlus, sera en définitive un abaissement du prix de revient de la construction.

## UTILISATION INDUSTRIELLE

Tout ce que nous avons vu jusqu'à maintenant concernait en principe la conduite d'essais qui représentent évidemment la première démarche avant l'emploi industriel d'un procédé nouveau.

Ces considérations ne s'en appliquent pas moins immédiatement à l'utilisation industrielle qui ne pose pratiquement guère de problème supplémentaire.

### Réalisation du béton à air occlus.

La confection d'un béton à air occlus n'est pas différente de celle d'un béton classique. La composition étant déterminée par un laboratoire, par exemple, il n'est pas plus difficile de la réaliser que n'importe quelle autre, quels que soient d'ailleurs les moyens dont dispose le chantier.

Un double problème se pose ; la *distribution* de l'agent entraîneur d'air qui sera effectuée au moyen d'un doseur et le *contrôle*, par mesure de la quantité d'air au moyen d'un appareil approprié.

Le doseur pour agent d'occlusion d'air varie de la louche calibrée à l'ensemble automatique commandé par minuterie et ne représente en aucun cas une sujétion sensible d'acquisition ou d'utilisation. Pour ce qui concerne les appareils de contrôle dont nous avons parlé précédemment, il n'y a rien à ajouter à propos de leur emploi industriel.

### Difficultés.

La première difficulté qu'on peut rencontrer vient du changement de catégorie de béton quand on fait successivement, avec une même installation, des bétons différents en composition, en vue d'utilisations différentes. C'est en particulier le cas des centrales à béton.

Il suffit alors d'avoir mis au point pour chaque béton successif la composition et le dosage en entraîneur d'air, et de disposer d'une main-d'œuvre qui fasse attention à son travail et respecte les consignes qu'on lui a données. Cette difficulté n'est donc nullement insoluble.

Une difficulté plus grande peut se présenter sur les chantiers où les agrégats sont susceptibles de varier en granulométrie interne au cours de la journée lorsque les approvisionnements ne viennent pas d'une source régulière. Pour y pallier, il faut à chaque livraison procéder à un nouveau contrôle du dosage et vérifier qu'on ne commet pas d'erreur. On peut y parvenir sans trop de complications grâce à un choix judicieux des moments de la journée auxquels on procédera au contrôle.

Le problème devient plus délicat lorsqu'on a affaire à des matériaux poussiéreux dans lesquels la quantité de poussière varie de façon incohérente d'un moment à l'autre de la journée.

Nous avons vu tout à l'heure l'important effet inhibiteur des poussières et on peut arriver dans de tels cas à voir disparaître par moments le bénéfice de l'entraînement d'air. Il faut alors soit multiplier les contrôles, soit fixer un dosage moyen d'entraîneur d'air et accepter de n'en pas tirer le plein bénéfice aux moments où les matériaux deviennent exagérément poussiéreux. Les essais de M. MEYNIER (voir tableau page 577), visant un cas de ce genre, montrent que l'inhibition de l'air occlus nuit surtout à la maniabilité, les propriétés de non-gélinivité demeurant dans tous les cas satisfaisantes.

### Risques et remèdes.

Les risques correspondent surtout aux divers facteurs influençant l'entraînement d'air puisque, en définitive, ils se matérialisent toujours par la présence d'une quantité d'air trop importante et la perte de résistance qu'elle entraîne.

Le plus important de ces risques est, évidemment, l'*erreur de dosage*, soit qu'on ajoute accidentellement deux fois la dose prévue dans une même gâchée, soit encore qu'on fasse systématiquement une erreur de virgule.

Pour remédier à l'erreur accidentelle de dosage on pourra utiliser des doseurs automatiques. L'erreur systématique, de virgule par exemple, sera certainement



évitée si l'on procède au contrôle de la quantité d'air. On le fera toujours au début de l'utilisation et par la suite avec une fréquence fonction de l'importance du chantier, deux fois par jour par exemple.

De plus une dernière garantie sera demandée au produit utilisé qui devra être aussi peu sensible que possible à ces erreurs de dosage, de façon à éviter, quoi qu'il arrive, la catastrophe que représenterait la réalisation d'un béton cellulaire. Avec un bon entraîneur d'air la quantité d'air ne devra donc jamais être proportionnelle à la quantité de produit utilisé.

Un second risque, d'ailleurs bien moindre, dans le

même ordre d'idées, vient de la variation accidentelle des temps de malaxage. Cette question ne peut être résolue que par une qualité correspondante de l'agent actif utilisé, qualité que présentent d'ailleurs la plupart des produits industriellement disponibles.

Enfin, un dernier risque qui, cette fois-ci, ne menace pas la qualité du béton mais les finances de l'entrepreneur, est celui du gaspillage. L'agent d'occlusion d'air en raison de sa concentration est un produit cher, sinon au mètre cube de béton, du moins au litre. Le gaspillage devra donc être pourchassé, ce qui est pratiquement une question d'emploi de doseurs, de surveillance et d'éducation de la main-d'œuvre.

## CIMENTS ENTRAINEURS D'AIR

La question des ciments entraîneurs d'air mérite une attention toute particulière en raison de l'importance qu'elle a prise aux États-Unis.

La première idée qui est venue aux techniciens américains désireux de réaliser pratiquement l'entraînement d'air a été de moudre l'agent actif avec le ciment, se dispensant ainsi des sujétions d'addition directe à la bétonnière. Il existe donc de nombreux ciments entraîneurs d'air aux États-Unis, et leur utilisation semble assez répandue, bien qu'en régression constante.

D'après les Américains eux-mêmes, la persistance des ciments entraîneurs d'air est due à des problèmes qui n'ont rien de technique mais qui sont liés directement à la très active concurrence qui caractérise ce pays. En effet, les cimenteries américaines livrent à leurs clients le ciment entraîneur d'air au même prix que le ciment classique, perdant ainsi un peu sur leur marge bénéficiaire. Tant qu'une compagnie fabriquera un ciment entraîneur d'air, tous ses concurrents devront l'imiter de crainte de perdre de cette façon, une partie de leur clientèle.

Par contre, les organismes officiels tels que le U. S. Bureau of Reclamation et le U. S. Corps of Engineers sont parfaitement au courant des inconvénients des ciments entraîneurs d'air et préconisent de plus en plus l'emploi des additions à la bétonnière.

En effet, l'emploi des ciments entraîneurs d'air correspond à celui d'un agent actif à un dosage standard, en fonction du poids de ciment. Ne disposant d'aucune

possibilité d'action sur la quantité d'entraîneur d'air, on aura dans certains cas trop d'air, dans d'autres, pas assez.

Si l'on tient à obtenir effectivement la quantité d'air optimum, on est obligé soit de mélanger deux ciments différents en proportions variables (un ciment ordinaire et un ciment entraîneur d'air), soit d'employer, outre le ciment entraîneur d'air, un produit d'addition complémentaire pour en accroître l'efficacité. C'est pour cette raison pratique que les grands chantiers américains se rallient de plus en plus à l'emploi des produits entraîneurs d'air ajoutés directement à la bétonnière.

Enfin, pour répondre aux risques présentés par un dosage standard en agent actif, les ciments entraîneurs d'air sont normalisés d'une façon très sévère aux États-Unis et le nombre des agents acceptés pour leur confection est extrêmement réduit.

Signalons d'ailleurs que c'est seulement pour emploi dans les ciments entraîneurs d'air que les produits du marché sont normalisés et que, bien qu'une norme soit à l'étude, leur emploi en addition directe n'est pas encore réglementé.

En conclusion, ainsi que l'avait déjà dit M. L'HERMITE (1), il ne faut pas recommander l'emploi des ciments entraîneurs d'air car beaucoup plus que l'application d'un bon procédé technique, c'est la persévérance d'une erreur ancienne des fabricants américains de ciments qui, entraînés dans le cercle vicieux de la concurrence, ne peuvent plus maintenant s'arrêter.

## CONCLUSION

Les auteurs américains considèrent l'entraînement d'air comme un progrès sensationnel : le plus grand progrès réalisé dans la technique du béton depuis très longtemps.

Ils estiment que cette technique permet d'obtenir des propriétés qu'il serait impossible de conférer au béton autrement. C'est sans aucun doute une exagération.

Par contre, ce qui est certain, c'est que pour tout ouvrage requérant du béton un ensemble de qualités bien déterminées par les Cahiers des charges, les conditions de calcul et, en général, les règles de l'art, l'objectif primordial des entrepreneurs doit être de satisfaire aux

exigences dans les conditions les plus économiques.

Cette recherche du béton le moins cher doit porter tout à la fois sur le dosage en ciment, la granulométrie, l'emploi des agrégats les plus avantageux, les conditions d'installation de chantier et de mise en œuvre. La longévité peut également être considérée comme un élément important dans la mesure où elle correspond à de moindres frais pour l'entretien et l'amortissement de l'ouvrage.

(1) Annales I. T. B. T. P. (mars-avril 1951). Nouveaux procédés de traitement des Bétons.



Faire mieux qu'il n'est requis, surtout en résistance, est inutile, dans la mesure où les coefficients de sécurité réglementaires ont été pris en compte par le projeteur et où l'on sait que la résistance n'est pas le critère absolu de toutes les qualités. C'est par surcroît coûteux, et ne se justifierait que si l'on pouvait en profiter, en modifiant les hypothèses de calcul (contraintes admises), pour se permettre un peu plus de hardiesse et économiser la matière.

L'amélioration de la longévité par contre, même

si elle ne correspond pas à une préoccupation essentielle, ne saurait être considérée comme présentant un inconvénient dans la mesure où elle n'entraîne aucune dépense particulière.

C'est en définitive le plus grand intérêt de l'occlusion d'air sans prétendre en aucun cas à un caractère de technique irremplaçable, de permettre le plus souvent d'abaisser le prix de revient de la construction sans répercussion sensible sur la résistance mécanique du béton et en en améliorant la longévité.

## DISCUSSION

LE PRÉSIDENT. — Quelqu'un a-t-il des questions à poser à M. BAROIN au sujet de ce qu'il vient de nous dire ?

M. VALLETTE. — Mon camarade BAROIN a excellemment caractérisé l'emploi de l'air occlus. Qu'il me permette de faire quelques remarques.

1° Je crois qu'en effet l'emploi de l'air occlus ne remet pas en cause les conditions de la composition granulométrique des bétons. Au contraire, il est encore plus indiqué de rechercher le béton à minimum de sable car l'air occlus peut permettre de diminuer la quantité de sable. Quand, en effet, dans la détermination expérimentale de ce béton, on a obtenu le strict remplissage des vides du gravier par le mortier il faut encore, pour rendre le béton ouvrable, ajouter un peu de mortier. C'est là où l'air occlus peut permettre la réalisation effective du minimum de sable, en limitant cette addition.

2° Une telle intervention est parfaite pour le béton pompé, qui exige normalement beaucoup de sable fin et beaucoup d'eau, ce qui abaisse le rapport C/E dans une proportion considérable. L'air occlus peut être alors d'une grande efficacité pour relever ce rapport.

3° J'ai déjà dit, lors de la conférence de M. L'HERMITE, que les bétons pleins ne gèlent pas. J'ai été près de 40 ans à la surveillance et au contrôle des ouvrages d'art de la S. N. C. F. et je n'ai jamais vu de bétons geler en France quand ils étaient pleins. J'ai cité, en particulier, un ouvrage très exposé, dont le calcaire détruit par le gel avait été remplacé par du mortier plein qui résiste très bien.

4° Pour la perméabilité, il y a également une question de béton plein. Les bétons creux sont nécessairement perméables. Les bétons fins sont pleins en exigeant beaucoup d'eau, mais ils sont un peu comme ceux à air occlus, l'eau s'évapore par la suite, laisse des pores fins et ces bétons sont assez imperméables. Les gros bétons à faible dosage, s'ils ne sont pas bien composés, sont creux, ce sont ces bétons qui gèlent. Les Américains et les Suisses ont eu des barrages gelés parce qu'ils utilisaient une granulométrie continue qui donnait à faible dosage des bétons nécessairement creux.

5° Dans le tableau donnant la résistance du béton en fonction de l'air occlus, le dosage était pris comme paramètre. Je ne crois pas que ce soit le dosage qui soit en cause, mais le béton creux ou le béton plein. Or, on peut faire des bétons pleins avec des dosages de 150 kg et des bétons creux à plus de 300 kg.

Par exemple, pour le béton expérimental que nous faisons pour déterminer la composition des bétons, il a fallu parfois 350 kg comme minimum de ciment pour avoir un béton plein, et avec le meilleur mélange (matériaux concassés).

Par contre, des granulométries discontinues permettaient avec 150 kg de faire un béton plein. Dans ceux-là l'air occlus baisserait la résistance, tandis que dans des bétons à 300 kg qui seraient creux l'air occlus augmenterait la résistance ou ne la changerait pas beaucoup. Dans la loi de Férét, le rapport  $\frac{C}{E + V}$  ne change pas, mais le béton est amélioré parce que si le vide V ne change pas, il est distribué en petites bulles au lieu d'être distribué en masse.

LE PRÉSIDENT. — Je vous remercie, M. VALLETTE, de ces rappels de principe : avant tout avoir une bonne granulométrie, c'est la base de départ de toutes les études successives.

UN AUDITEUR. — Est-ce qu'il y a une influence sur la rapidité de durcissement, c'est-à-dire : est-ce que pour un béton à air occlus on obtiendrait une résistance à la compression comparable à celle obtenue avec un béton ordinaire à 7 ou 28 jours ?

M. BAROIN. — Ce n'est pas une question d'air occlus qui peut jouer, c'est une question de produits. Il existe des produits qui contiennent en même temps que l'entraîneur d'air des accélérateurs de prise ou de durcissement ou des retardateurs. L'air occlus n'a aucune influence sur la vitesse de durcissement. Le rapport de résistance qu'on peut prévoir à 90 jours ou 6 mois devrait être sensiblement le même à des âges plus jeunes.

LE PRÉSIDENT. — L'introduction de l'air occlus en général diminue un peu la résistance à 7, à 28 ou 90 jours.

L'AUDITEUR. — J'avais l'impression qu'il faisait retardateur de prise et de durcissement.

M. VALLETTE. — D'après vos chantiers ?

L'AUDITEUR. — Très exactement ce n'était pas un béton à air occlus, c'était un mortier, il n'y avait pas de cailloux.

LE PRÉSIDENT. — Les quantités étaient importantes ?

L'AUDITEUR. — Oui.

LE PRÉSIDENT. — M. BAROIN vous a parlé de pourcentages faibles. Vous changez de domaine, les conditions ne sont plus les mêmes.

M. VALLETTE. — Vous aviez un gros pourcentage ?

L'AUDITEUR. — 40 %.

M. DURIEZ. — Je voudrais donner une précision à ce sujet. Je n'ai pas constaté qu'à la température ordinaire les entraîneurs d'air retardent le durcissement. Néanmoins à froid je l'ai constaté incidemment.

Au laboratoire, nous préparons maintenant tous les bétons pour les routes et les aérodromes par la méthode de M. VALLETTE que nous estimons supérieure aux autres pour de tels bétons.

On nous a posé récemment un problème assez difficile, celui de bétonner par - 20° C et d'obtenir une résistance acceptable au bout de 7 jours.

Nous y sommes arrivés en laboratoire, à condition de faire du béton Vallette et en employant un accélérateur de durcissement : il faut utiliser du chlorure de calcium, ce qui assure la prise et le durcissement du béton jeune, et un plastifiant entraîneur d'air qui a pour mission d'assurer la durabilité; ce dernier produit retarde peut-être un peu le durcissement du béton mais on escompte réaliser des revêtements compacts, se mettant bien en place et bénéficiant des avantages reconnus dans l'entraînement d'air, à condition que la quantité d'air occlus demeure très modérée, ainsi qu'il convient à des bétons de ce type. On peut employer



du Portland 250/315, du H. R. I., du superciment et aussi de l'alumineux (ce dernier sans chlorure de calcium).

Sans chlorure de calcium le béton ne prend pas, on a un produit qui reste mou; avec du chlorure de calcium il prend et durcit.

Néanmoins, pour des techniques de cet ordre, qui extrapolent les règles d'emploi qui ont fait leurs preuves, il convient malgré tout de se souvenir que l'on est encore au stade du laboratoire; il convient donc de n'y recourir qu'en cas d'absolue nécessité.

Il semble bien que les entraîneurs d'air améliorent davantage la résistance à la flexion que la résistance à l'écrasement; c'est, je crois, dû au fait suivant : quand on considère du mortier cellulaire (qui est tout autre chose), pourquoi peut-on le clouer : simplement parce qu'il y a des bulles. Elles empêchent les microfissures provoquées par l'enfoncement du clou de se propager par déchirement. C'est un peu comme si le béton s'était adapté.

Pour en revenir au béton à air occlus, la rupture par flexion commence souvent par suite d'un état de surface et par présence de micro-fissures qui provoquent un déchirement. Une microfissure quelconque rencontre en se propageant dès le premier dixième de millimètre une bulle toute petite, dont le rayon est cependant cent ou deux cents fois plus grand que le rayon de courbure au fond de la fissure. Par conséquent, l'effet d'entaille ne peut jouer.

Quand on a enlevé une certaine quantité d'eau au béton à air occlus, la surface de ce dernier a moins tendance à se fainer et la résistance à la flexion est bénéficiaire de cet état de fait, d'avantage que la résistance à la compression. Je n'aurais d'ailleurs pas fait une telle hypothèse si je n'avais pas constaté dans diverses expériences qu'on a réellement un gain sur la résistance à la flexion, ce qui a d'ailleurs été remarqué par le conférencier que je me permets de féliciter pour la clarté de sa conférence.

LE PRÉSIDENT. — Nous remercions M. DURIEZ de ses remarques judicieuses qui viennent mettre au point certains faits que nous avons vus ce soir.

Quelqu'un a-t-il d'autres questions à poser ?

Un AUDITEUR. — Sans violer le secret professionnel, quelle est la nature de ces produits mystérieux qu'on appelle entraîneurs d'air ?

M. BAROIN. — M. DURIEZ vous répondra mieux que moi.

M. DURIEZ. — En tout cas ce ne sont pas des produits qui nuisent au béton; ils n'ont pas d'action chimique sur ce matériau, que ce soit à longue ou à brève échéance.

Un certain nombre de produits peuvent être entraîneurs d'air. Je parle des entraîneurs d'air proprement dits et non des plastifiants ou de simples produits mouillants. Il faut bien faire cette distinction. L'entraîneur d'air est un corps qui donne un effet de mouillabilité différent aux minéraux qui sont touchés par lui, de telle sorte que les grains de sable qui l'adsorbent peuvent se trouver mieux mouillés par l'air que par l'eau. De ce fait, l'air qui se trouve toujours dans les capillaires du béton, se rassemble sous forme globulaire et s'attache aux grains de sable.

C'est le même phénomène que celui de la flottation. Vous avez dans ce cas des produits qui sont adsorbés sélectivement par certains minéraux qu'ils rendent plus hydrophobes que les minéraux ordinaires non touchés : les sulfures par exemple. Il s'y attache des bulles à peu près de la grosseur des grains; ces bulles forment avec les grains touchés des sortes de ludions dans la flottation, et elles les transportent à la surface.

Dans les entraîneurs d'air la nature du sable intervient. Il y a des sables qui sont moins bien mouillés par les entraîneurs d'air;

les sables calcaires semblent parfois plus difficiles à mouiller que les sables siliceux. Cela a déjà été constaté.

Il y a en tous cas un fait certain, c'est que le phénomène d'entraînement d'air n'est bon que si les bulles sont toutes petites et de grosseur homogène.

Si on projette par la pensée les bulles sur un plan, on aura un système continu (toutes les bulles se recoupant par projection) d'autant mieux réalisé avec une faible épaisseur de mortier que les diamètres des bulles seront plus faibles. L'effet désiré est atteint avec une quantité d'air inversement proportionnelle au diamètre moyen des bulles.

De même, en peinture, un pigment broyé très fin est plus couvrant qu'un pigment broyé gros.

Dans le cas du béton à air occlus, si l'on a de grosses bulles, il faut une quantité d'air excessive qui diminue la résistance mécanique.

Une chose reste à examiner que M. CLERET de LANGAVANT a pressentie : c'est de savoir si l'on peut considérer l'air entraîné sous forme de fines bulles au même titre que l'air du béton dans la formule de Férét. J'ai constaté que si l'on tient compte dans la formule de Férét, à la fois de la quantité d'air entraîné et de la réduction d'eau réalisée, on trouve que la résistance mesurée est un peu supérieure, systématiquement, à la résistance calculée, ce qui laisse à penser que l'air occlus en sphérules de diamètre inférieur à 100  $\mu$  n'affaiblit pas les résistances au même titre que les gros pores de forme irrégulière. Ce fait dépend non seulement de la forme globulaire du vide mais de son degré de finesse répartie. Pour le béton cellulaire les bulles sont plus grosses et la formule de Férét joue à peu près intégralement à partir de quelques dixièmes de millimètre. Il semble qu'on ne doive pas attacher autant d'importance à l'air finement occlus, au point de vue de la résistance mécanique, qu'on ne le doit avec des bulles plus grosses ou avec de l'air inégalement réparti sous une forme qui n'est plus globulaire.

LE PRÉSIDENT. — Il me reste maintenant à remercier M. BAROIN de ce qu'il nous a dit ce soir. Je vais, si vous le voulez bien, en faire un rapide résumé. Il nous a donné un exposé assez général sur l'emploi de l'air occlus. Nous avons vu que pour arriver à conclure quelque chose dans un cas déterminé, il fallait pas mal d'essais et d'assez nombreuses expériences. L'intérêt de la documentation qu'il a réunie, des recherches qu'il a faites depuis 2 ans, je le vois ainsi : 2 % d'air occlus au minimum sont nécessaires; dépasser 5 %, est inutile. C'est déjà une base de départ. Avec environ 4 %, la protection contre le gel atteint son maximum d'efficacité. C'est donc entre 2 et 4 % que l'on doit envisager l'emploi de l'occlusion d'air sur un chantier. Ensuite, nous avons appris qu'il s'agit essentiellement de cas d'espèce, on ne peut pas dire d'avance que tel produit donnera tel résultat, il faut l'essayer.

Voilà, en somme, les quelques remarques que j'ai faites.

M. BAROIN a insisté sur un aspect du problème qui a de plus en plus d'importance en France et qu'on ne perd jamais de vue en Amérique, c'est la question du prix de revient. Je crois effectivement que nous pouvons — j'en ai eu des exemples — en introduisant de l'air occlus, mettre en œuvre des bétons plus économiques, en diminuant la quantité de ciment utilisé. Il y a un deuxième facteur très important : c'est que nous pouvons ainsi employer des machines dans bien des cas où on ne le pourrait pas autrement.

Le prix de revient étant un problème essentiel de l'Entreprise, je pense que M. BAROIN, en orientant ses recherches sous cet angle, a bien mérité de la profession.



JUIN 1952

Cinquième Année, N° 54.

Série : BÉTON. BÉTON ARMÉ (XIX).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

CONFÉRENCE DU 29 JANVIER 1952

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. M. PROT**,  
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

# THÉORIE DE LA FISSURATION DES PIÈCES EN BÉTON ARMÉ

## CONSÉQUENCES PRATIQUES

Par **M. L.-P. BRICE**, Ingénieur des Arts et Manufactures.

### SOMMAIRE

	Pages.
I. Hypothèse fondamentale .....	587
II. Fissuration des pièces fléchies ou tendues .....	588
a) Calcul de l'espacement des fissures .....	588
b) Ouverture des fissures .....	589
III. Applications pratiques .....	591
a) Fissuration d'une paroi tendue .....	591
b) Contraintes limites de l'acier .....	592
c) Étude des déformations .....	594
d) Détermination des caractéristiques $R_f$ et $\sigma$ .....	598
Conclusion .....	599



## ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

Cette séance est placée sous le double signe de l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* et de l'*Association Internationale des Ponts et Charpentes*, et c'est à titre de Président du Comité technique de l'Association française des Ponts et Charpentes que j'ai l'honneur de présider aujourd'hui cette séance.

S'il est quelqu'un dont la présentation ici n'est guère nécessaire, c'est bien M. BRICE. Vous connaissez tous son esprit curieux, curieux au sens actif, au sens du latin *curiosus*, c'est-à-dire épris de recherches, avide de connaître, et vous connaissez tous, par ailleurs, ses travaux que je rappellerai en quelques mots.

Dès 1924, alors qu'il était Secrétaire de la Commission technique de la *Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé*, il entreprit les essais nécessaires à la rédaction du nouveau règlement sur les constructions en béton armé et il procéda, sous la haute direction de M. CAQUOT, à la détermination de la courbe intrinsèque de différents bétons. Ses très remarquables expériences ont été, sauf erreur de ma part, les premières du genre.

En 1936, il présenta au deuxième Congrès international des Ponts et Charpentes, à Berlin, un rapport très remarqué sur le rôle de la plasticité dans la stabilité des constructions, c'était à l'époque une question qui n'avait pas encore été très étudiée.

Il a fait ensuite diverses conférences au *Centre d'Études Supérieures du Bâtiment et des Travaux Publics* sur divers travaux, mettant en œuvre des techniques nouvelles telles que celles des réservoirs à hydrocarbure en béton armé. Il s'est intéressé, dès son apparition, à la

technique du béton précontraint et il a fait, en 1944, un exposé des résultats obtenus par les applications de cette technique.

C'est en 1948 qu'il a commencé à se préoccuper de l'adhérence des armatures dans le béton armé et, dans une note de mai 1949, il a exposé ses premières recherches sur la question et montré que le frottement paraissait jouer un rôle important dans les phénomènes d'adhérence. Il a, par la suite, complété ses propres recherches par l'étude détaillée des essais effectués aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics par M. BICHARA, et il a conclu dans un exposé qu'il a fait, en 1950, que la liaison entre les armatures et le béton est due, dès que la fissuration commence à se produire, à un phénomène de frottement dirigé en sens inverse des déplacements, ce qui explique d'une façon très satisfaisante l'allure des phénomènes généralement observés.

En partant de cette hypothèse, M. BRICE explique la formation des fissures dans les poutres, leur espacement selon les caractéristiques du béton et la section des armatures, et il rend compte des phénomènes d'hystérésis ainsi que de la prise en charge apparente d'une partie des tractions par le béton.

Cette théorie fait l'objet d'un important rapport qui sera présenté par M. BRICE au quatrième Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Congrès qui doit se tenir à Cambridge au mois d'août prochain. Ce sont les conséquences pratiques de cette théorie qui vont faire le sujet de l'exposé que vous allez entendre. Je donne la parole à M. BRICE.

### RÉSUMÉ

Dès que la fissuration s'est produite dans une pièce en béton armé, l'adhérence entre le béton et le métal prend le caractère d'un frottement dirigé en sens contraire du déplacement.

En admettant que, pour les déformations envisagées, ce frottement soit constant, on peut, par un calcul simple, déterminer l'espacement entre les fissures et l'ouverture de ces fissures, en fonction des caractéristiques de la section et des efforts appliqués.

Ces conclusions s'accordent convenablement avec l'expérience. Elles permettent de déterminer l'influence relative des divers éléments sur la fissuration des pièces en béton armé.

C'est ainsi que, pour réduire l'ouverture des fissures d'une pièce tendue ou fléchie, il y a lieu d'augmenter la surface des armatures par rapport à celle du béton tendu, de diminuer leur diamètre et d'augmenter l'adhérence.

L'ouverture maximum admissible des fissures dépend des conditions dans lesquelles l'ouvrage est utilisé (par exemple : ouvrage protégé ou soumis aux intempéries). Cette condition permet de définir une contrainte maximum des aciers indépendamment du maximum fixé par la limite élastique. La formule montre que les contraintes admissibles croissent lorsque le diamètre des aciers diminue et leur adhérence augmente.

Enfin, l'intervention du frottement s'oppose aux déformations et explique correctement la forme des courbes d'hystérésis.

On peut déterminer la déformabilité de l'acier et la comparer à celle du béton. On constate ainsi que la répartition des contraintes dans une poutre continue peut être notablement différente de celle à laquelle conduirait la théorie élastique.

### SUMMARY

As soon as cracking occurs in a reinforced concrete piece, the bond between the concrete and the metal assumes the character of a friction in the direction opposed to displacement.

Assuming that this friction is constant for the envisaged deformations, a simple calculation determines the spacing between the cracks and their width, as a function of the characteristics of the section and of the applied loads.

These conclusions agree conveniently with experience. They allow the relative influence of various factors on the cracking of reinforced concrete pieces to be determined.

It is thus that a decision can be made to increase the surface of the reinforcing bars in relation to that of the concrete in tension, to diminish their diameter and to increase the bond so as to reduce the size of the cracks of a piece in tension or flexure.

The maximum allowable crack opening depends on the conditions under which the structure is used (e. g. protected structure or one subjected to the action of the weather). These conditions determine the maximum allowable stress of the steel, independent of the maximum imposed by the yield strength. The formula shows that the allowable stresses increase when the diameter of the steel is decreased and its bond augments.

In conclusion, the occurrence of friction acts against the deformations and explains correctly the shape of the hysteresis curves.

The deformability of steel may be determined and compared to that of the concrete. It may then be stated that the stress distribution in a continuous beam may be materially different from that deduced by means of the theory of elasticity.



## EXPOSÉ DE M. BRICE

## LISTE DES NOTATIONS

$\Sigma$ , force d'adhérence par frottement non élastique par unité de longueur du groupe des barres tendues;  
 $\sigma$ , force d'adhérence par frottement non élastique par unité de surface des barres;  
 $s$ , contrainte élastique d'adhérence en section homogène fissurée;  
 $s_0$ , contrainte élastique d'adhérence en section homogène non fissurée;  
 $\phi$ , contrainte de l'acier;  
 $R$ , contrainte du béton;  
 $R_b$ , limite de rupture du béton par traction simple ou par traction due à une flexion;  
 $E_a$ , module élastique de l'acier;  
 $E_b$ , module élastique du béton;  
 $\epsilon$ , module élastique apparent de l'acier;  
 $m$ , rapport des modules élastiques acier béton  $m = \frac{E_a}{E_b}$ ;

$\mu$ , coefficient d'équivalence des déformations de l'acier et du béton;  
 $S$ , section du béton;  
 $\omega$ , section d'acier tendu;  
 $\omega$ , pourcentage d'acier tendu par rapport au produit de la hauteur totale par la largeur de béton tendu;  
 $d$ , diamètre d'une barre (ou diamètre moyen);  
 $x$ , longueur sur laquelle est appliqué l'effort d'adhérence;  
 $\lambda$ , longueur sur laquelle doit être appliqué l'effort d'adhérence pour provoquer la rupture par traction du béton;  
 $l$ , distance moyenne séparant deux fissures;  
 $\Delta l$ , déplacement relatif de l'acier par rapport à la face d'une fissure ou ouverture d'une fissure;  
 $L$ , longueur de la région fissurée d'une poutre fléchie;  
 $z$ , bras de levier du couple résistant;  
 $I_b$ , moment d'inertie de la section du béton seule;  
 $V_b$ , distance de la fibre tendue à la fibre neutre.

# I. — HYPOTHÈSE FONDAMENTALE DÉFINISSANT LES CONDITIONS DE LA LIAISON ENTRE LES ACIERS ET LE BÉTON

Quelques expériences personnelles et l'étude d'une série très complète d'essais effectués aux *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics* par M. BICHARA <sup>(1)</sup> et dont M. L'HERMITE, Directeur des Laboratoires, m'a fort aimablement permis de prendre connaissance, m'ont amené à constater que :

— L'adhérence se présente sous deux formes essentiellement différentes, selon qu'il s'agit d'une liaison élastique, conséquence d'une déformation simultanée du béton et du métal, ou d'une adhérence non élastique dans laquelle les déformations n'ont plus les mêmes caractères de simultanéité.

— L'adhérence élastique n'existe que s'il n'y a pas fissuration du béton et si les déplacements relatifs du métal et du béton qui l'enrobe restent nuls pendant le fonctionnement de la liaison.

— L'adhérence non élastique, au contraire, se produit lorsque le béton s'est fissuré et quand le déplacement de la barre devient effectif par rapport au béton.

C'est ce dernier cas qui nous intéresse tout particulièrement car il intervient toujours dès qu'il y a fissuration. L'étude des expériences précitées nous a conduits à formuler la loi suivante suffisamment approchée pour les déplacements et les efforts pratiquement atteints en fonctionnement normal.

*Pendant les déformations non élastiques les forces de liaison du béton et du métal ont le caractère d'un frottement constant toujours dirigé en sens contraire du déplacement de la barre dans la gaine de béton.*

En conséquence, l'effort  $\Sigma$  par unité de longueur qui s'oppose au déplacement d'un groupe de  $n$  barres de diamètre  $d$ , de section totale :

$$\omega = n\pi \frac{d^2}{4}$$

a pour valeur :

$$\Sigma = n\sigma\pi d = \frac{4\sigma\omega}{d}$$

en appelant  $\sigma$  le frottement par unité de surface de barre.

C'est en complétant de cette seule hypothèse celles qui sont universellement admises en résistance des matériaux que nous avons établi la théorie qui suit. Les conséquences qui en découlent montreront que, quelles que soient les imperfections que l'on puisse théoriquement reprocher à une hypothèse aussi simple, tout se passe comme si, à la précision demandée, l'hypothèse était exacte. L'ingénieur veut un moyen commode d'analyser des phénomènes au fond très compliqués, pour en tirer des résultats pratiquement utilisables; c'est ce que nous avons cherché à faire, sans trop nous occuper du reste.

<sup>(1)</sup> Ces expériences sont en cours de publication par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (Première partie, cahier 117).



## II. — FISSURATION DES PIÈCES FLÉCHIES OU TENDUES

### a) Calcul de l'espacement des fissures.

#### Position de la question.

Afin de bien fixer les idées, nous examinerons successivement les divers états de tension de la région médiane d'un prisme en béton armé symétriquement tendu, de longueur assez grande pour que l'action des extrémités y soit négligeable, lorsque l'on fait croître l'effort de traction depuis zéro.

Au début, on se trouve en « phase élastique », les tensions se répartissent entre le béton et le métal selon les lois classiques.

Puis, « juste avant la première fissure », toutes les sections du béton sont soumises à une contrainte uniforme qui, en un point donné, atteint la limite de rupture locale. La fissure se produit en ce point seulement, tout comme une chaîne tendue ne se rompt qu'en un de ses maillons.

Aussitôt après la première fissure, il se crée, de part et d'autre de cette fissure, un domaine non élastique en tant que transmission des contraintes entre béton et métal. A chaque extrémité de ce domaine, on retrouve le domaine élastique antérieur.

Si le temps n'intervenait pas dans le phénomène de rupture, on pourrait rester dans cette situation indéfiniment puisque l'effort sous lequel vient de se produire la rupture correspond à la section de résistance minimum.

Dans cet état, la contrainte dans l'acier à travers la fissure décroît, par hypothèse, linéairement de part et d'autre de la fissure, pour atteindre à une distance  $\lambda$  la valeur de la tension élastique.

Enfin, l'effort de traction croissant à nouveau, les contraintes augmentent simultanément dans le béton et la barre. Mais les probabilités de rupture du béton sont très faibles de part et d'autre de la fissure jusqu'à la distance  $\lambda$  puisque les contraintes de tension y sont plus faibles que partout ailleurs. C'est hors du voisinage de la fissure, là où règne encore la phase élastique, que se produira une nouvelle fissure séparée de la première d'une distance au moins égale à  $\lambda$ .

A ce moment, la contrainte du béton atteint la valeur de rupture. Puis le même phénomène se reproduit jusqu'à formation de la dernière fissure définie par le fait qu'un bloc de longueur inférieure à  $2\lambda$  ne peut plus se fissurer.

#### Calcul de l'écartement minimum.

C'est en partant de ce point de vue que nous allons calculer l'écartement des fissures. Les contraintes dans la section homogène seront obtenues en appliquant les calculs classiques. Les contraintes dans la section fissurée seront déterminées par les formules habituelles en supposant fissurée toute la zone de béton tendu et en prenant pour module d'équivalence le rapport  $\mu$  de la déformabilité réelle  $\varepsilon$  de l'acier sous une contrainte donnée  $\varphi$ , compte tenu de l'enrobage du béton, au module élastique du béton  $E_b$ ,  $\omega$  est la surface de l'acier tendu.

Toutefois, afin d'éviter de longs calculs d'approximation, bien inutiles, nous ferons apparaître dans le calcul de l'écartement la valeur  $z$  du bras de levier du

couple résistant qui varie assez peu avec  $\mu$  pour que l'on puisse prendre avec une approximation suffisante une valeur dont nous exposons plus loin le calcul.

De plus, on supposera la poutre de section constante. Les caractéristiques utiles sont : dans la section (a) non fissurée, la contrainte maximum de traction du béton  $R_b'$  et celle de l'acier  $\varphi_0$  sous l'influence du moment  $M_0$  produisant la première fissure, puis dans la section fissurée la contrainte  $\varphi$  de l'acier sous un moment  $M$  (fig. 1).

Lorsque la première fissure se produit, c'est que  $R$  atteint la limite de rupture  $R_b'$  sous le moment de flexion  $M_0$  dans la section (a).

Si le moment de flexion croît, il augmente aussi dans une section voisine (b) et lorsque il y a atteint la valeur  $M_0$ , il se produit en (b) une seconde fissure.

Mais pour que le moment atteigne cette valeur  $M_0$  dans la section (b) il faut que, par adhérence, les barres transmettent au béton une part suffisante de traction pour que la section (b) soit dans l'état où était la section (a) sous le moment  $M_0$ . Au moment de la production de la deuxième fissure on a donc le schéma de la figure 1; la section (a) est soumise à un moment  $M$ , la tension des aciers y est  $\varphi$ , elle décroît jusqu'à  $\varphi_0$  dans la section (b) et l'on a d'après l'hypothèse fondamentale :

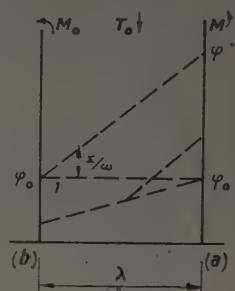


FIG. 1.

$$\varphi - \varphi_0 = \frac{4\sigma}{d} \lambda.$$

Comme :

$$M = M_0 + T_0 \lambda.$$

On a :

$$\varphi \frac{M_0 + T_0 \lambda}{M} - \varphi_0 = \frac{4\sigma}{d} \lambda.$$

En remarquant que  $M = \varphi \omega z$  et que

$$\frac{T_0 \varphi}{M} = \frac{T_0}{\omega z} = \frac{4s_0}{d}$$

( $s_0$  étant l'adhérence classique en section fissurée sous l'influence de l'effort tranchant  $T_0$ ).

Il vient :

$$\lambda = \frac{d}{4(\sigma - s_0)} \left[ \frac{M_0 - \varphi_0 \omega z}{\omega z} \right].$$

En appelant  $I_0$ ,  $V_0'$  et  $V_0$  le moment d'inertie et la distance du béton tendu ou de l'acier à la fibre neutre de la section homogène, on peut écrire (puisque  $M_0$  est le moment produisant la rupture par traction du béton de la section homogène) :

$$\lambda = \frac{R_b' d}{4(\sigma - s_0)} \frac{I_0}{V_0'} \left[ \frac{1}{\omega z} - m \frac{V_0'}{V_0} \right]$$

mais la formule initiale peut être, avec une approximation suffisante, simplifiée en remarquant que  $\varphi_0 \omega z$  est



à peu près égal à la part de moment résistant prise par les aciers seuls. La différence  $M_0 - \varphi_0 \omega z$  représente le moment relatif au béton seul, soumis à la contrainte de traction  $R_b$

$$M_0 - \varphi_0 \omega z = M_b = R_b' \frac{I_b}{V_b'}$$

$I_b$  et  $V_b'$  étant le moment d'inertie et la distance de la fibre tendue à la fibre neutre de la section du béton seul.

Donc finalement :

$$(1) \quad \lambda = \frac{R_b' d}{4(\sigma - s_0) \omega z} \frac{I_b}{V_b'}$$

En appelant  $\omega$  le pourcentage d'acier par rapport à une section  $bh$  ( $\omega bh = \omega$ )

$$\lambda = \frac{R_b' d}{4(\sigma - s_0) \omega} \left[ \frac{I_b}{z V_b' b h} \right]$$

La parenthèse est un nombre  $N$  caractéristique de la section.

Pour une section rectangulaire  $\frac{I_b}{z V_b' b h}$  est égal à  $\frac{h}{6z}$  soit pour  $z = 0,8h$

$$N = \frac{1}{4,8} \quad \lambda = \frac{R_b' d}{19,2(\sigma - s_0) \omega}$$

Un prisme soumis à une traction simple peut être regardé comme la membrure de surface  $S$  d'une poutre très haute. On a :

$$I_b = \frac{h^3 S}{2} \quad V = \frac{h}{2} \quad z = h$$

et  $N = 1$

$$\lambda_1 = \frac{R_b' d}{4\omega}$$

Il est possible d'appliquer la formule de traction simple à la région tendue d'une poutre lorsque la répartition d'armatures assez nombreuses sur une surface donnée permet de parler de pourcentage d'armatures.

### Écartement moyen.

On a vu plus haut qu'un bloc de longueur inférieure à  $2\lambda$  ne peut plus se fissurer.

Le phénomène est particulièrement accusé en traction ou en flexion simple. On constate expérimentalement qu'effectivement l'écartement réel  $l$  est compris entre  $\lambda$  et  $2\lambda$ .

L'analyse d'essais de toutes provenances (fig. 2) montre bien que la distance observée  $l$  est comprise entre les deux valeurs calculées  $\lambda$  et  $2\lambda$  [la valeur de  $R_b/\sigma$  entrant dans les formules a été calculée par la formule de M. CAQUOT (Règlement B. A. 45)]

$$\frac{R_b}{\sigma} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{d}{e_1} \right) \left( 1 + \frac{d}{e_2} \right)$$

( $d$  : diamètre des barres;  $e_1, e_2$  : distances de l'axe des barres aux deux faces rectangulaires du béton).

On peut expliquer que quelques points soient au-dessus de  $l = 2\lambda$  par le fait qu'il est toujours possible que, faute d'une charge suffisante, toutes les fissures ne se soient pas produites.

En prenant comme valeur moyenne  $l = 1,6\lambda$ , on voit que l'on a généralement :

$$(2) \quad l = 1,6\lambda = \frac{1,6 R_b' d}{4(\sigma - s_0) \omega z V_b'}$$

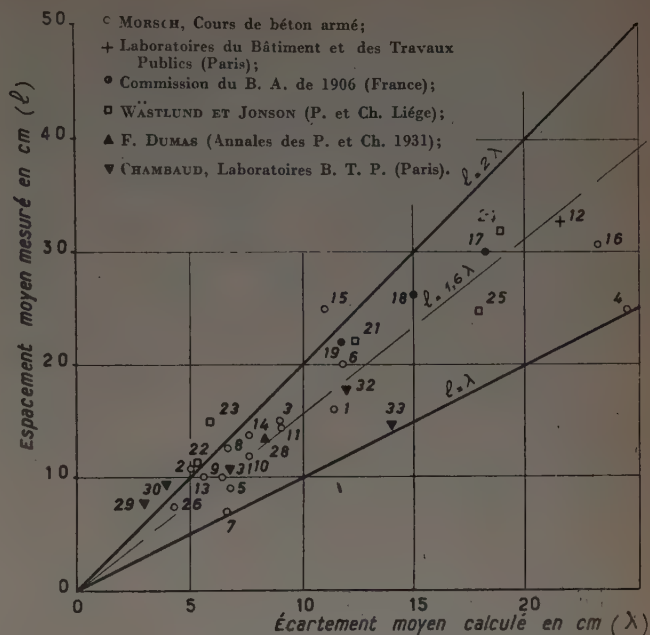


FIG. 2.

soit en posant :

$$\frac{1}{K} = \frac{I_b}{2,5 V_b' z b h}$$

avec  $\omega = \frac{A_s}{bh}$

(3)

$$l = \frac{R_b' d}{K(\sigma - s_0) \omega}$$

avec  $K = 2,5$  en traction simple et  $K = 12$  en section rectangulaire fléchie,  $\omega$  étant le pourcentage d'acier calculé par rapport à la section totale.

### b) Ouverture des fissures.

#### Calcul de l'ouverture.

Considérons le bloc compris entre les deux fissures (a) et (b) séparées par la distance  $l$ , soit  $\varphi_a$  et  $\varphi_b$  la contrainte de tension des aciers dans les sections (a) et (b) soumises aux moments  $M_a$  et  $M_b$ .

Soit (fig. 3) :  $M$ , le moment au milieu de (ab) et  $T$ , l'effort tranchant.

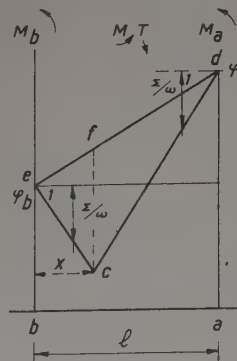


FIG. 3.



Le diagramme des tensions le long de la barre  $ab$  est représenté par la ligne  $dce$  dont les deux côtés  $dc$  et  $ec$  font avec l'axe un angle dont la tangente est  $\frac{\Sigma}{\omega}$ .

La déformation de la barre depuis la charge nulle est représentée par l'aire  $adceb$  qu'il faut évaluer.

On a évidemment :

$$x = \frac{1}{2} \left[ l - (\varphi_a - \varphi_b) \frac{\omega}{\Sigma} \right];$$

puis :

$$cf = x \left[ \frac{\Sigma}{\omega} + \frac{\varphi_a - \varphi_b}{l} \right];$$

d'où :

$$cf = \frac{\Sigma l}{2\omega} - \frac{(\varphi_a - \varphi_b)^2}{2\Sigma l} \omega.$$

La déformation  $\Delta l$  de la barre sur la longueur  $l$  a pour valeur :

$$E_a \Delta l = l \frac{\varphi_a + \varphi_b}{2} - \frac{l}{2} \left[ \frac{\Sigma l}{2\omega} - \frac{(\varphi_a - \varphi_b)^2}{2\Sigma l} \omega \right]$$

en posant  $\varphi = \frac{\varphi_a + \varphi_b}{2}$  (valeur moyenne de la contrainte au centre d'un bloc entre deux fissures), en remarquant que :

$$(\varphi_a - \varphi_b) \omega = \pi d n l$$

et en appelant  $s$  la contrainte d'adhérence habituelle des barres en section fissurée sous le moment produisant la contrainte  $\varphi$  il vient :

$$(4) \quad E_a \frac{\Delta l}{l} = \varphi - \frac{\sigma l}{d} \left[ 1 - \frac{s^2}{\sigma^2} \right]$$

Cette formule permet donc de calculer l'allongement de la barre qui traverse un bloc compris entre deux fissures. Dans cette formule  $\Delta l$  représente aussi très sensiblement l'ouverture d'une fissure entre deux blocs en négligeant la déformation du béton tendu.

La formule (4) simplifiée dans le cas de  $s = 0$  (effort tranchant constant ou traction simple) donne :

$$(5) \quad E_a \frac{\Delta l}{l} = \varphi - \frac{\sigma l}{d}$$

On peut y remplacer  $l$  par sa valeur (2) ou par sa valeur (3) simplifiée :

$$(6) \quad E_a \Delta l = \frac{R'_b d}{K \sigma \omega} \left[ \varphi - \frac{R'_b}{K \omega} \right]$$

Cette formule ne s'appliquerait évidemment pas si les contraintes de l'acier étaient insuffisantes pour que le diagramme  $ecd$  reste entièrement en dessus de l'axe  $ab$ . Ce cas ne pourrait se produire que si accidentellement une seule fissure se produisait en un point faible avec un pourcentage d'armature assez petit pour que, normalement, la contrainte de rupture du béton ne soit pas atteinte. Si cette unique fissure se produit par exemple au droit d'une reprise de coulage, on peut en calculer l'ouverture de la façon suivante :

La longueur des barres soumises de part et d'autre au régime de frottement est :

$$l = \frac{d(\varphi - \varphi_0)}{4\sigma}$$

l'examen du diagramme des contraintes montre que :

$$E_a \Delta l = l(\varphi - \varphi_0 + 2\varphi_0) = l(\varphi + \varphi_0)$$

comme :

$$\varphi_0 = \frac{V_a M m}{I_0} \quad M = \varphi \omega z$$

il vient :

$$E_a \Delta l = \frac{d}{4\sigma} \varphi^2 \left( 1 - m^2 \omega^2 z^2 \frac{V_a^2}{I_0^2} \right).$$

Comme  $\omega$  est sûrement faible puisqu'il n'y a qu'une fissure accidentelle, le second terme est négligeable et :

$$(7) \quad E_a \Delta l = \frac{d \varphi^2}{4\sigma}$$

### Contrôle expérimental de l'ouverture des fissures.

L'étude de quelques expériences publiées par l'Association des Ponts et Charpentes va nous permettre d'apprécier le degré d'exactitude de la formule (6).

a) EXPÉRIENCE DE M. F. G. THOMAS. Congrès des Ponts et Charpentes. Berlin, 1946. Publ. Préliminaire, page 231 (tableau II et fig. 6).

Ces expériences ont porté sur l'ouverture de « la plus large fissure » avec emploi d'acier torsadé dont l'adhérence est plus élevée pour un diamètre donné que pour les barres ordinaires.

Les exemples suivants permettent de constater la concordance entre les résultats observés et la formule.

1° On constate que pour des pourcentages d'aciers variant de 1,38 à 0,59 % et pour une ouverture  $\Delta l$  nulle (1) de la fissure, le produit de la contrainte  $\varphi$  par le pourcentage reste sensiblement constant et voisin de 5.

Or la formule 6 donne pour  $\Delta l = 0$

$$\varphi \omega = \frac{R'_b}{K} = \text{const.}$$

TABLEAU I.

Contrainte à ouverture nulle.					
Pour les pourcentages suivants .....	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Contraintes mesurées en kg/cm <sup>2</sup> .	415	325	620	700	950
Produit des deux termes divisé par 100 .....	5,70	3,85	6,10	5,50	5,60

(1) Cette ouverture ne correspond à aucun cas réel. La valeur de  $\varphi$  correspondante est obtenue en prenant l'intersection du prolongement du diagramme d'armature avec l'axe  $\Delta l = 0$ .

Comme il s'agit de la plus large fissure (entre deux blocs de longueurs  $2\lambda$ ) il faut diminuer  $K$  ce qui conduit à :

$$\frac{R'_b}{8} = 5 \quad R'_b = 40.$$

2° D'autre part, pour une variation donnée  $\Delta\varphi$  (1 540 kg/cm<sup>2</sup>) de la contrainte, l'ouverture de la fissure varie en raison inverse du pourcentage (tableau II); la formule 6 donne :

$$E_a(\Delta l_{(\varphi + \Delta\varphi)} - \Delta l_{(\varphi)}) = \frac{R'_b d}{K\sigma\omega} \Delta\varphi$$

$$E_a \Delta l_{(\Delta\varphi = 1\,540)} = \frac{R'_b d}{K\sigma\omega} 1\,540$$

d'où constance du produit :

$$\omega \Delta l = \frac{R'_b d}{K\sigma} \frac{1\,540}{E_a}$$

Les armatures étant constituées de deux ronds de 1,27 cm torsadés, le diamètre de périmètre équivalent est de l'ordre de 2 cm. On trouve, en prenant pour  $\Delta l/\omega$  la valeur expérimentale ci-dessous 0,015 cm, que  $\frac{R'_b}{\sigma}$  est voisin de 1,3 :

TABLEAU II

Déformation d'une fissure pour une variation de tension de :

$$2\,800 - 1\,260 = 1\,540 \text{ kg/cm}^2$$

Pourcentages .....	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Déformation mm .....	0,099	0,132	0,162	0,185	0,205
Produit $\times 100$ .....	0,136	0,158	0,159	0,144	0,121

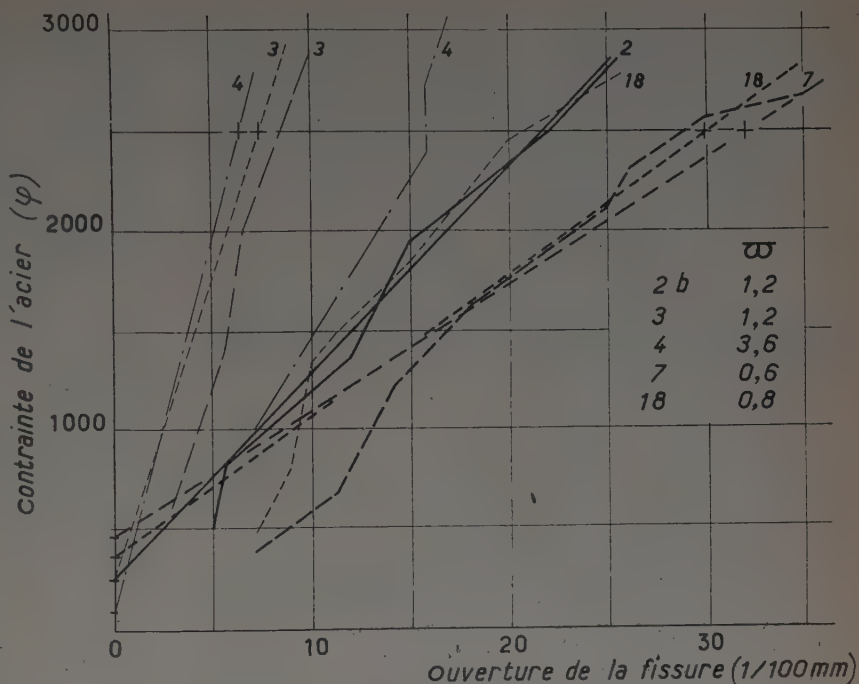


FIG. 4.

b) EXPÉRIENCES DE MM. WASTLUND ET JONSON. Congrès des Ponts et Charpentes. Liège, 1948. Publ. Prélim., page 215 (fig. 1 et 2).

Ces expériences ont consisté à mesurer l'ouverture d'une fissure pour des poutres de pourcentage d'armatures variant de 0,6 à 3,6.

On constate une concordance excellente pour quatre poutres sur cinq (fig. 4), entre les points expérimentaux et les droites représentant la formule (6).

### III. — APPLICATIONS PRATIQUES

Nous allons appliquer cette théorie à l'étude de questions que pose journellement l'étude des ouvrages en béton armé et en déduire des conséquences pratiques.

#### a) Fissuration d'une paroi tendue.

##### Étirage du béton.

L'application la plus simple de la formule (5) consiste à comparer la contrainte de la barre d'armature enrobée à celle qu'aurait la même barre non enrobée subissant la même déformation.

Sur une longueur  $L$  l'allongement  $\Delta L$  de la barre enrobée est, compte tenu de la formation de  $\frac{L}{l}$  blocs de longueur  $l$  :

$$E_a \Delta L = \frac{L}{l} l \left( \varphi - \frac{\sigma l}{d} \right).$$

L'allongement de la barre libre est  $E_a \Delta L = \varphi L$ .

La différence apparente de contrainte est  $\frac{\sigma l}{d}$  correspondant à une traction apparente du béton égale à :

$$\omega \frac{\sigma l}{d} = \omega \frac{R'_b}{K\omega} = \omega \frac{R'_b S}{K\omega} = \frac{R'_b S}{K}.$$

Tout se passe comme si le béton supportait une contrainte constante égale à  $\frac{R'_b}{K}$ , soit en traction simple  $0,4 R'_b$ .

C'est cette constante qui a été autrefois interprétée comme une déformation sous effort constant ou étirage du béton.

On peut remarquer aussi, qu'en gros, pour une poutre rectangulaire, la tension moyenne des aciers est diminuée de la traction que supporterait, sous la moitié de la charge de rupture  $\left(\frac{R'_b}{2}\right)$ , une hauteur d'âme égale à environ 1/5 de la hauteur.



### Conditions tendant à réduire l'ouverture des fissures.

La question peut se poser dans l'étude des parois de réservoirs sous la forme suivante :

La section des aciers étant définie, comment choisir le diamètre, l'adhérence et le pourcentage des armatures qui conduiront aux fissures les plus faibles ?

La formule donnant l'épaisseur de la fissure est :

$$E_a \Delta l = \frac{d}{\sigma} \frac{R_b}{2,5\omega} \left[ \varphi - \frac{R_b'}{2,5\omega} \right]$$

elle montre d'abord que l'on diminue  $\Delta l$  en diminuant le diamètre des barres et en augmentant leur adhérence, mais aussi que, pour une valeur donnée de ces facteurs,  $\Delta l$  passe par un maximum pour :

$$\frac{R_b'}{2,5\omega} = \frac{\varphi}{2}$$

c'est-à-dire pour :

$$0,8SR_b = \varphi\omega = F$$

F étant la force totale de traction pour laquelle les armatures sont calculées. En calculant la section S du béton sous une contrainte égale à  $0,8R_b'$ , conformément aux usages, on tombe exactement sur la condition qui conduit à la fissure d'épaisseur maximum.

Il semble donc, devant ce résultat, qu'il faudrait au contraire, soit réduire très sensiblement la contrainte de traction du béton pour n'avoir sûrement pas de fissure, auquel cas les aciers sont inutiles, soit réduire sensiblement la surface du béton et déterminer son épaisseur seulement par des considérations d'enrobage ou d'efforts différents de la traction simple. Il ne faut pas exagérer l'influence de la variation de section du béton sur le pourcentage puisque, au voisinage du maximum, la fonction varie peu. En doublant la contrainte de traction du béton on ne réduit que de 25 % l'épaisseur des fissures. Il vaut beaucoup mieux réduire le diamètre des barres, augmenter leur adhérence, ou diminuer leur tension.

### Fissuration de l'âme des poutres.

Nous avons vu qu'avec des armatures assez nombreuses on peut appliquer la formule de traction simple. Si dans la partie tendue de l'âme d'une telle poutre, on considère une série de tranches parallèles à la fibre neutre, on constate que l'écartement des fissures sera relativement faible autour des armatures principales (puisque le pourcentage local est élevé) et leur ouverture sera faible. Si l'âme est peu ou pas armée, l'écartement des fissures peut y devenir important et leur ouverture croître de façon excessive. (Le phénomène est très net dans les poutres à âme pleine de grande hauteur). Pour y remédier il suffira de prévoir des armatures longitudinales en proportion suffisante. Comme la fissure s'arrête à la fibre neutre, on pourra répartir les armatures en densité croissante avec l'éloignement de la fibre neutre. Il sera toujours avantageux de les choisir du plus petit diamètre possible pour mieux répartir la fissuration.

### b) Contraintes limites de l'acier.

#### Contrainte et diamètre.

On fixe généralement la limite des contraintes admissible dans les aciers en fonction seulement de leurs qualités mécaniques.

On prendra, par exemple, la moitié de la limite élastique. Pourquoi donc ne pas admettre des contraintes élevées avec des aciers à haute limite élastique ? La déformabilité accrue n'est pas toujours une raison suffisante à cette limite relativement basse, car au fond, ce qui conduit les constructeurs à fixer des limites basses, c'est la crainte de fissures trop importantes.

Or, l'expérience l'a prouvé, une fissure n'est en général pas dangereuse tant qu'elle ne dépasse pas quelques dixièmes de millimètre.

La formule (6) va permettre d'approfondir la question et de fixer en connaissance de cause les contraintes maximum admissibles.

Pour une poutre donnée, de hauteur définie, l'ingénieur a, suivant les règles usuelles, uniquement à se préoccuper des contraintes de traction et d'adhérence des barres. Il a théoriquement le choix entre toutes les dispositions de barres telles que le produit de leur tension par leur surface et par le bras de levier soit égal au couple de flexion  $\varphi\omega z = M$ .

Or, la formule (5) dans laquelle on remplace  $l$  par sa valeur (2) et  $\omega z$  par  $\frac{M}{\varphi}$  donne (en négligeant  $s_0$ ) :

$$(7) \quad E_a \Delta l = \frac{d\varphi^2}{\sigma} \frac{R_b' I_b}{2,5 V_b M} \left[ 1 - \frac{R_b' I_b}{2,5 V_b M} \right]$$

Tout d'abord, si toutes les caractéristiques  $I_b V_b$  ne sont pas imposées, on aura avantage à les choisir pour que le produit soit minimum.

Comme  $\frac{M V_b}{I_b}$  est la contrainte  $R$  de traction que subirait la section de béton seul sous le moment  $M$ , on doit, comme dans le cas vu plus haut de la traction simple, chercher à prendre  $R$  aussi différent que possible de  $R_b'$ , c'est-à-dire à réduire la surface du béton tendu au minimum imposé par des conditions de recouvrement, d'adhérence ou de cisaillement.

La forme de la poutre étant choisie, on voit que, si le maximum de  $\Delta l$  est défini, le produit  $\frac{d\varphi^2}{\sigma}$  doit rester constant.

Supposant que le facteur de  $\frac{d\varphi^2}{\sigma}$  de la formule (7) soit maximum, c'est-à-dire égal à  $1/4$ , on aura (1) :

$$E_a \Delta l = \frac{d\varphi^2}{4\sigma}$$

On verra plus loin (fig. 12) que la formule

$$\frac{R_b'}{\sigma} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{d}{e_1} \right) \left( 1 + \frac{d}{e_2} \right)$$

représente correctement l'allure de variations de  $\frac{R_b'}{\sigma}$  avec la marge nécessaire. Comme elle conduirait à un résultat un peu compliqué, on peut la remplacer par la droite :

$$\frac{R_b'}{\sigma} = \frac{1}{2k} \left( 1 + 3 \frac{d}{e} \right)$$

(1) On peut observer que l'on retrouve la formule (7) relative à une fissure unique (voir note complémentaire page 600).

le coefficient  $k$  définissant la valeur de l'adhérence correspondant à la nature de l'acier employé, quant à  $e$  on pourra prendre :

$$e = \frac{2e_1 e_2}{e_1 + e_2}$$

Dans ces conditions :

$$\varphi^2 = \frac{8E_a k R_b \Delta l}{d \left(1 + 3 \frac{d}{e}\right)}$$

On aura pratiquement à considérer les valeurs suivantes :

$$E_a = 2.10^6;$$

$$k = 1 \text{ pour les barres rondes;}$$

$$k = 1,8 \text{ pour les aciers crénelés;}$$

$$R_b' = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour le béton courant;}$$

$$\Delta l = 0,03 \text{ cm lorsque les fissures ne sont pas préjudiciables;}$$

$$\Delta l = 0,01 \text{ cm lorsque les fissures sont à réduire le plus possible.}$$

Dans ces conditions :

$$8E_a k R_b' \Delta l = 8 \times 2 \times 1 \times 25 \times 0,030 \cdot 10^6 = 12 \cdot 10^6$$

En exprimant  $\varphi$  en tonnes par centimètre carré, la contrainte maximum admissible sera :

$$\varphi^2 = \frac{12}{d \left(1 + 3 \frac{d}{e}\right)}$$

sous réserve que les conditions relatives à la limite élastique soient satisfaites.

On voit que l'emploi d'acier crénelé permet de multiplier les contraintes par  $\sqrt{1,8} = 1,33$  et que la limitation à 0,01 cm de la largeur  $\Delta l$  conduit à multiplier la contrainte par  $\frac{\sqrt{3}}{3} = 0,58$ .

$\frac{d}{e}$	0,5	1	1,5	2	3	4	5
$\frac{d}{e} = 0$ .....	4,9	3,46	2,82	2,45	2,00	1,73	1,55
$\frac{d}{e} = 0,5$ .....	3,10	2,19	1,79	1,55	1,26	1,10	0,98
$\frac{d}{e} = 1,0$ .....	2,45	1,73	1,41	1,22	1,00	0,856	0,77

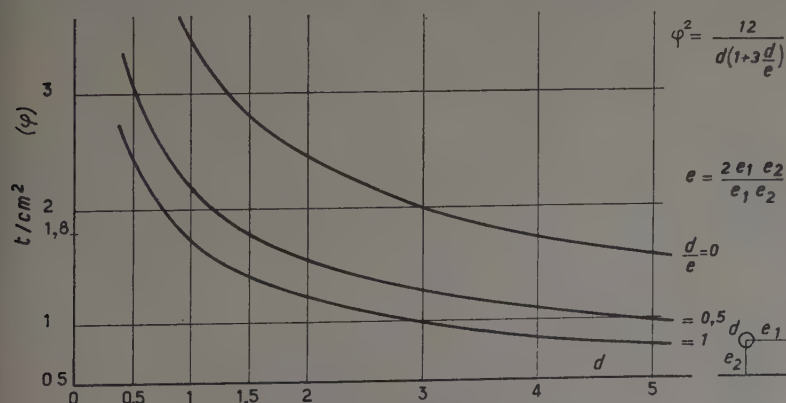


FIG. 5.

On voit que cette règle, logiquement construite, conduit à être plus large quant aux contraintes admissibles pour les aciers de petit diamètre. On ne fait en cela que préciser ce que les constructeurs avaient expérimentalement constaté.

De plus, on peut économiquement justifier l'emploi de barres de petit diamètre, bien plus favorables à la tenue des ouvrages que, toutes choses égales d'ailleurs, celles de gros diamètre.

### Emploi de barres de diamètres différents.

Supposons que l'on compose les armatures de barres de diamètre  $d$  auxquelles on ajoute une barre de diamètre plus petit  $d_1$  pour compléter la surface des aciers. Soit  $\sigma$ ,  $\sigma_1$ , et  $d$  et  $d_1$  les caractéristiques respectives des barres.

L'espacement des fissures est déterminé par les grosses armatures dont la section est par hypothèse nettement plus grande, il faudra donc que la barre de petit diamètre suive la déformation imposée.

On écrira donc l'égalité des déformations dans le demi-bloc (a) (c) (fig. 6).

On devra avoir :

$$\varphi - \frac{\Sigma l}{\omega} \frac{1}{4} = \varphi_1 - \frac{\Sigma_1 l}{\omega_1} \frac{1}{4}$$

ou :

$$\varphi - \frac{\sigma l}{d} = \varphi_1 - \frac{\sigma_1 l}{d_1}$$

$$\varphi_1 - \varphi = l \left( \frac{\sigma_1}{d_1} - \frac{\sigma}{d} \right) = \frac{R_b'}{k\omega} \left( \frac{\sigma_1 d}{\sigma d_1} - 1 \right)$$

en admettant :

$$\frac{R_b'}{\sigma} = \frac{1}{2} \left( 1 + 3 \frac{d}{e} \right)$$

il vient :

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{R_b'}{k\omega} \left[ \frac{e + 3d}{e} \frac{d}{d_1} - 1 \right]$$

qui pour :

$$R_b' = 30 \quad k = 10 \quad d = 2d_1 \quad e = d$$

donne :

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{7}{\omega}$$

On voit que les différences de tension pour des pourcentages de l'ordre de 1/100 peuvent voisiner de 700 kg/cm², bien que le rapport 1/2 des diamètres ne soit pas considérable.

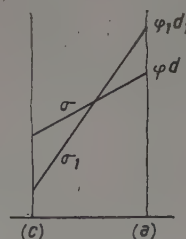


FIG. 6.



### c) Étude des déformations.

#### Cycle des déformations en fonction de la charge.

Considérons un bloc entre deux fissures de longueur

$$l = \frac{R_b d}{K \omega}$$

Traçons les diagrammes des contraintes de l'acier  $ab$  soumis à des efforts de traction croissants  $F_1, F_2, F_3, F_4, F_5, F_6, F_7, F_8, F_9, F_{10}$  puis décroissants (fig. 7). La déformation  $\Delta l$  est proportionnelle aux surfaces  $\alpha F_1 \alpha + \alpha' F_1 b; \alpha F_2 \beta F_2 b$ , etc.

La diminution apparente de déformation moyenne de l'acier lorsque la tension est plus grande que  $\frac{2\sigma l}{d}$  est proportionnelle à la surface  $F_2 \beta F_2$  et la diminution apparente de contrainte qui en résulte est  $\frac{\sigma l}{d}$  ou  $\frac{R_b}{K \omega}$ .

En suivant la modification des diagrammes, on voit qu'après avoir atteint la forme  $F_3 \gamma F_3$  pour le maximum  $F_3$ , on trouve pour  $F$  décroissant une forme  $F_4 \delta \gamma F_4$  en « M » jusqu'à arriver à  $a \eta b$  pour une traction nulle. Puis  $F$  croissant à nouveau, on arrive à une forme en « W »;  $F_5 \epsilon \eta F_5$ .

La mesure de la surface de ces diagrammes permet de tracer le diagramme  $OF_1 F_2 F_3 F_4$  à  $F_5$ , etc., des déformations de la barre en fonction de la traction.

On constate sur la figure les points suivants :

1° L'existence d'une déformation résiduelle maximum  $oa$  dont la valeur est :

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{R_b}{K \omega E_a}$$

atteinte pour une contrainte maximum supérieure ou égale à :

$$\varphi = \frac{4\sigma l}{d} = \frac{4R_b}{K \omega}$$

2° La forme de la courbe des déformations résiduelles  $ode$  en fonction de la charge appliquée et tracée en portant pour chaque valeur de la contrainte une abscisse proportionnelle au diagramme en M des déformations résiduelles.

3° Une déformation donnée peut être obtenue pour toutes les valeurs de  $F$  comprises au maximum dans un intervalle de  $2 \frac{\sigma l}{d}$  par description de cycles convenables.

4° La surface et l'inclinaison moyenne des cycles de déformation dépendent de l'ampleur de la variation d'effort.

Il est intéressant d'examiner plus à fond cette dernière question.

Dans l'hypothèse où le béton n'intervient pas dans les déformations on conclurait que l'une des tangentes aux points  $g, h, i$ , etc., sommets de cycles de déformation, est verticale. Cela n'est pas puisque, au début du changement de sens des efforts, le béton participe aux déformations.

En fait, les tangentes aux cycles de retour sont celles qui correspondent à l'ensemble homogène béton-acier, les diagrammes doivent donc être rectifiés selon les lignes pointillées, sans que soit modifiée la position des sommets eux-mêmes lorsque la variation de  $F$  est supérieure à  $\frac{4\sigma l}{d}$ .

On a tracé, à titre indicatif, les diagrammes de déformation d'une pièce homogène en traction simple pour différentes valeurs du pourcentage d'acier. La direction de ces droites donne la tangente avec courbes de retour aux sommets des cycles.

On voit donc que, pour les quatre cycles tracés, on a les caractéristiques suivantes :

Cycle .....	$aL$	$ag$	$ih$	$jk$
$F$ varie de .....	0	0	2	1,75
à .....	6	4	4	2,75
soit une variation de...	6	4	2	1
$E_a \frac{\Delta l}{l}$ varie de .....	4	2	(0,5)	(1/8)

alors que si le système était élastique, les déformations devraient être proportionnelles aux variations de charges. Nous avons placé entre parenthèse les déformations correspondant aux petites variations de  $F$  parce que, dans ce cas, l'influence du béton devient prépondérante. On peut donc constater que :

— Pour des petites variations de charges, les déformations sont élastiques, même pour une pièce fissurée;

— La déformation est d'autant moins élastique que la variation de charge est plus grande.

Il n'est pas sans intérêt de noter que la surface du cycle de déformation croît à peu près comme le cube de la variation d'effort et correspond à la quantité d'énergie dissipée par frottement.

Il y aurait peut-être là un moyen d'apprécier l'influence de l'ampleur des variations de charge sur l'endurance aux efforts alternés. Peut-être aussi ce fonctionnement d'un système avec frottement pourrait-il donner une première image à grande échelle de ce qui se passe dans un corps tel que le béton ou même l'acier où les éléments hétérogènes au lieu d'être le béton et l'acier sont les cailloux et le ciment ou bien des cristaux de nature différente.

La figure 8 représente un diagramme traction-déformation publié par M. R. L'HERMITE (Circulaire de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série F, n° 49, mars 1944). On peut constater la concordance d'aspect avec les courbes théoriques de la figure 9.

Lorsqu'au lieu d'une section de poutre, on examine la déformation de l'ensemble, ou ce qui revient au même la flèche d'une poutre, on constate que c'est la somme de déformations analogues à celles d'un bloc allant de la déformation purement élastique et réversible dans les zones non fissurées des moments nuls jusqu'au cycle complet examiné ci-dessus.

Il est donc normal que la flèche présente avec quelques altérations le même diagramme.

C'est ainsi qu'une poutre de 1,20 m de portée armée de trois barres de 5 mm et d'une section de 10 cm  $\times$  5, a présenté, sous l'influence d'une charge concentrée, les flèches représentées par le diagramme de la figure 9. On y constate que la variation de  $\varphi$  pour une déformation donnée atteint 210 kg/cm<sup>2</sup>. Le calcul simple appliqué à un seul bloc aurait donné comme variation avec :

$$R_b = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \omega = 1,2 \%$$

$$2 \frac{R_b}{11\omega} = \frac{4000}{11 \times 1,2} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

Résultat compatible avec le précédent.

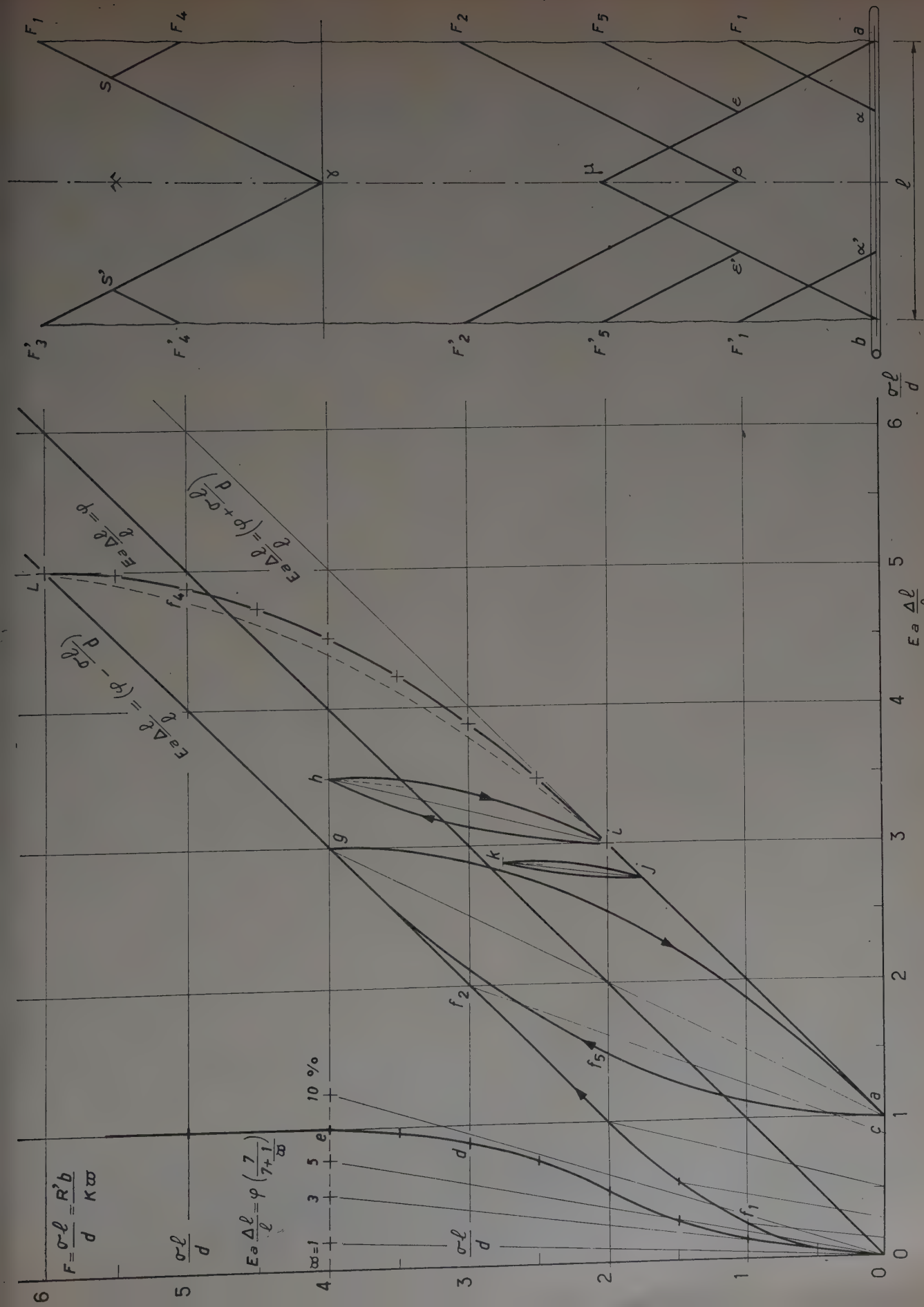


FIG. 7.



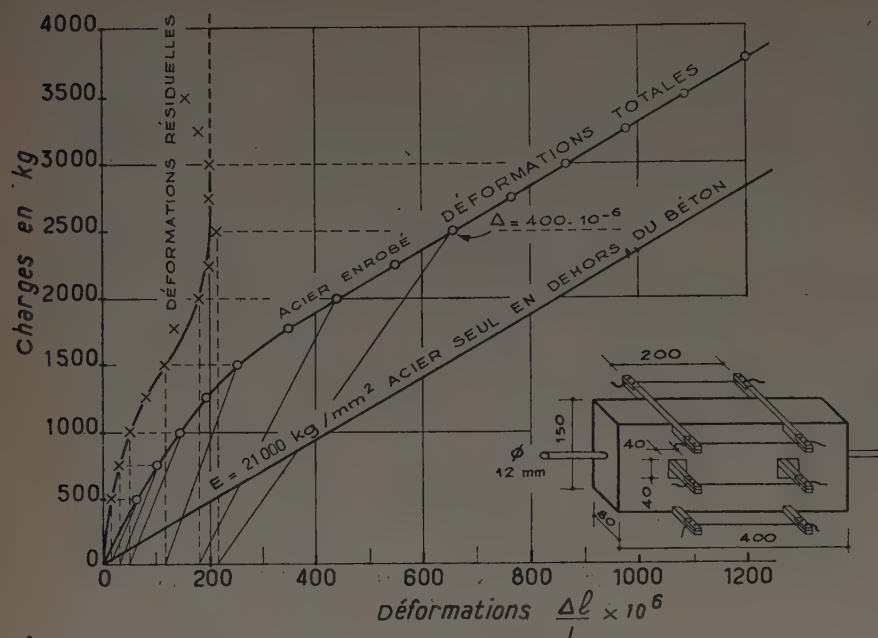


FIG. 8.

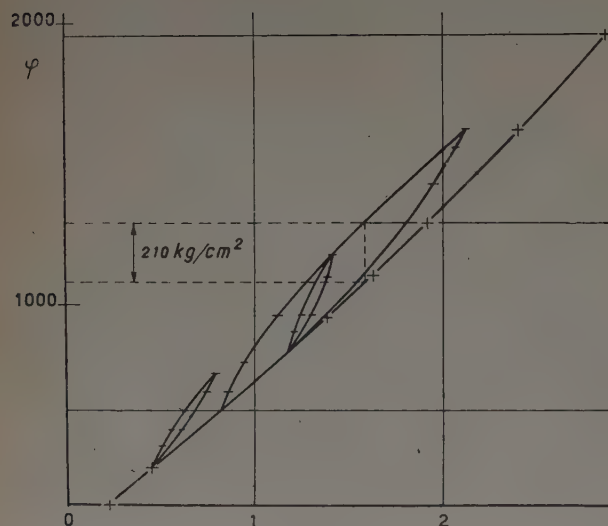


FIG. 9.

### Module d'équivalence des déformations béton, acier.

L'étude précédente a montré l'importance des variations du rapport :

$$\frac{\Delta F}{\Delta l}$$

Il paraît intéressant d'étudier à ce point de vue le rapport des déformations apparentes de l'acier et du béton qui interviennent dans les calculs des éléments de béton armé au moment de la mise en charge des ouvrages.

Considérons un tronçon de poutre  $ab$  limité par deux fissures (fig. 10).

Nous calculerons la déformation  $\Delta L$  réelle de l'acier d'armature sur la longueur  $ab = L$ , obtenue par application d'une charge croissante. Le module élastique de l'acier libre étant  $E_a$ , sa déformation  $\Delta a$  sous la contrainte uniforme appliquée à l'acier au droit d'une fissure serait :

$$E_a \frac{\Delta a}{L} = \varphi.$$

On appellera module élastique apparent de l'acier la quantité  $\varepsilon$  telle que :

$$\varepsilon \frac{\Delta L}{L} = \varphi.$$

Le coefficient d'équivalence des sections acier béton entrant dans le calcul des contraintes et des déformations du béton armé sera :

$$\mu = \frac{\varepsilon}{E_b} = \frac{E_a}{E_b} \times \frac{\varepsilon}{E_a} = \frac{m}{E_a} \frac{L \varphi}{\Delta L} = \frac{m}{D}.$$

Soit  $\varphi$  la contrainte moyenne de l'acier (dans les fissures) entre  $a$  et  $b$ .

L'allongement de l'acier dans la région fissurée est la somme des déformations correspondant aux  $n$  blocs de longueur  $l$  formant la longueur  $(n = \frac{L}{l})$ . déformation à laquelle il faut ajouter celle relative aux deux scellements de la barre dans chacun des deux blocs non fissurés. On peut apprécier deux limites extrêmes de la déformation de ces scellements. D'une part, la longueur de barre soumise à la déformation avec frottement ne saurait être supérieure à l'écartement des fissures, car il y en aurait une autre au-delà de la longueur  $L$ , ni inférieure à la profondeur d'ancrage correspondant à la traction nécessaire pour équilibrer le moment de rupture  $M_0$  qui s'est nécessairement produit puisqu'il y a fissure.

On sera donc fondé à prendre pour profondeur de scellement une fraction telle que  $0,7l$ , d'où sa déformation car on a vu que :

$$E_a \Delta l_i = (\varphi - \varphi_0) \frac{d}{8\sigma} = \frac{\sigma l^2}{d};$$

$$\varphi - \varphi_0 = \frac{4\sigma(0,7l)}{d}.$$

L'allongement  $\Delta l$  des armatures entre  $a$  et  $b$ , compte tenu des deux scellements en  $a$  et  $b$ , aura pour valeur, en appliquant la formule 4 :

$$E_a \Delta L = L \left[ \varphi - \frac{\sigma l}{d} \left( 1 - \frac{\delta^2}{\sigma^2} \right) \right] + 2l^2 \frac{\sigma}{d};$$

$$D = E_a \frac{\Delta l}{\varphi L} = 1 - \frac{l\sigma}{d\varphi} \left[ 1 - \frac{\delta^2}{\sigma^2} - \frac{2l}{L} \right].$$

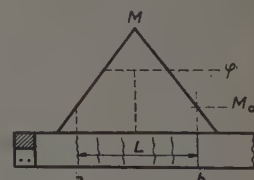


FIG. 10.

Cette formule permet de calculer le module  $\mu$  en fonction de la longueur  $l$  entre fissures, de la longueur  $L$  entre fissures extrêmes et des caractéristiques mécaniques et géométriques de la poutre.

S'il n'y a qu'une fissure sur appui, on ne peut plus parler que de rotation des sections sur appui, l'angle dont tourne une section par rapport à l'autre est  $\Delta l/V$ .

En remplaçant  $l$  par sa valeur (3) et en négligeant  $s_0$  pour simplifier (adhérence élastique sous la charge produisant le moment  $M_0$ ) devant  $\sigma$ , il vient :

$$D = 1 - \frac{R'_b}{K\omega\varphi} \left[ 1 - \frac{s^2}{\sigma^2} - \frac{2R'_b d}{K\omega(\sigma - s)L} \right].$$

On voit que  $D$  peut prendre des valeurs très différentes. Afin de fixer les idées, nous avons tracé sur la figure 11, les valeurs de :

$$\mu = \frac{E_a}{E_b D}$$

en fonction de  $\omega$  et  $\frac{L}{d}$ ;

pour  $K = 11$  et  $m = \frac{E_a}{E_b} = 7$  dans les deux cas suivants :

1° Effort tranchant nul ( $s = 0$ ) avec  $R'_b = 30 \text{ kg/cm}^2$ ;

$$\sigma = 31 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

( $\varphi$  a une valeur sensiblement constante, voisine du maximum).

2° Effort tranchant élevé :

$$s = 12,5 \text{ kg/cm}^2 \quad R'_b = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

(Valeur moyenne de  $\varphi$  entre le maximum et une valeur plus faible correspondant au moment  $M_0$ .)

Les divers réseaux de courbes se déduisent les uns des autres par translation.

Ces résultats peuvent s'appliquer d'une façon approchée aux sections en T dont la table est tendue, en prenant pour surface du béton à laquelle se rapporte la surface des aciers tendus la surface totale du béton, alors que pour la flexion en sens inverse où la partie tendue est la largeur de l'âme,  $\omega$  doit être rapporté à la surface de l'âme seule.

### Conséquences relatives au calcul des poutres continues.

L'examen de la figure 11 permet de constater que les variations de  $\mu$  (qui n'est autre, rappelons-le, que le module de déformabilité apparent de l'acier par rapport au module élastique du béton) sont considérables. Il varie de 1 à 15 quand, avec un pourcentage faible, on passe d'une longueur de barre, comprise entre les deux fissures, égale à quelques dizaines de diamètres (sur appuis) à une longueur de plusieurs centaines de diamètres (en travée).

On voit toute l'importance de cet effet qui modifie du tout au tout le comportement des sections d'encastrement des poutres lorsque, comme c'est l'usage quasi général dans les poutres de plancher, on arme relativement peu les sections sur appuis. Le pourcentage qui fait intervenir toute la section de la dalle est faible, la longueur fissurée est petite parce que les moments varient très vite (il peut fréquemment n'y avoir que deux fis-

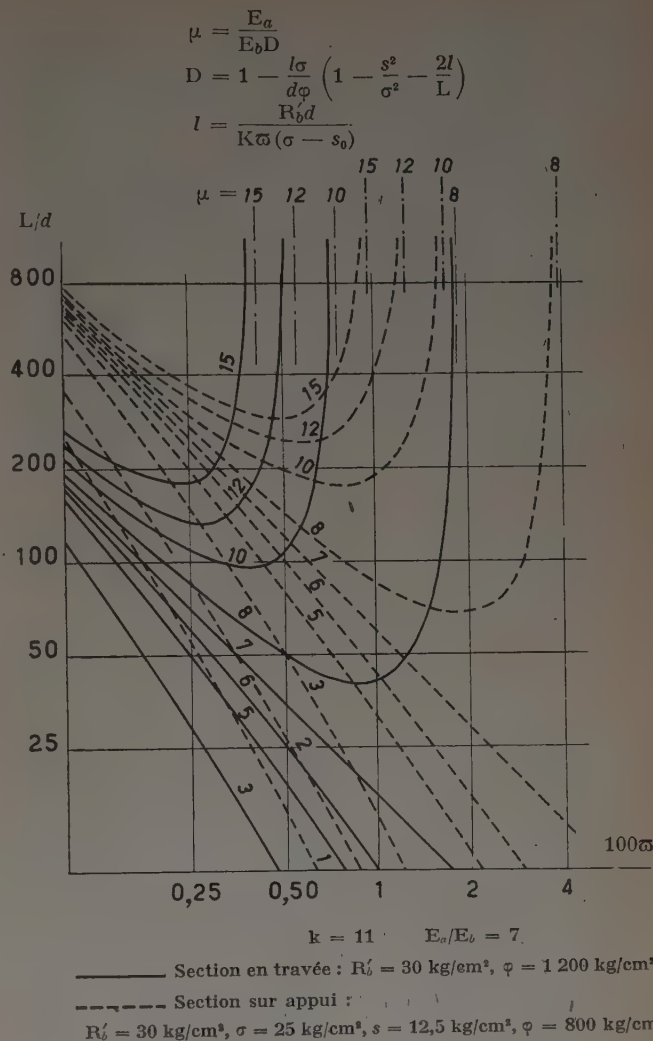


FIG. 11.

sures de part et d'autre de l'appui) et en conséquence  $\mu$  peut descendre à un chiffre voisin de 1 ou 2. On s'explique ainsi comment, malgré la contradiction apparente entre cette façon d'armer les poutres et la théorie élastique, la faiblesse de  $\mu$  conduit à une section de moment d'inertie très faible, donc très déformable, ce qui réduit le moment de flexion. Les contraintes qui dépendent de ce moment restent, sans artifices de calcul, dans l'ordre de grandeur des valeurs possibles sans rupture.

Il est certain que les variations de déformabilité avec le sens des efforts peuvent modifier sensiblement la répartition des contraintes. C'est ainsi qu'un essai réalisé sur une poutrelle de  $10 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$  de section, chargée en son centre, portée sur quatre appuis distants de 0,40 m, 1,20 m et 0,40 m, a présenté pour les rapports des réactions d'appui des différences en plus ou en moins de 10 % de la valeur théorique.

A titre de simple indication, examinons le cas classique d'une travée de plancher à poutrelles :

Écartement d'axe en axe : 50 cm. Poutre encastree aux deux extrémités, poids propre et surcharges 225 kg/m. Portée 5 m.



Section au milieu de la portée;

Hauteur totale : 22 cm, épaisseur de la dalle : 4 cm.

Épaisseur de la poutrelle : 5 cm. Armature : deux ronds de 12 mm.

Hauteur utile :  $h' = 19$  cm.

Section sur appuis : la même. Mais, armature tendue dans la poutrelle : un rond de 10 mm. Dans la dalle : deux ronds de 5 mm. Hauteur utile :  $h' = 20$  cm.

Avec ces données, on a calculé le moment d'inertie et la position du centre de gravité dans les hypothèses suivantes :

a) Section homogène au milieu de la portée avec module d'équivalence égal à 7.

b) Section au milieu de la portée. Le module d'équivalence, relevé sur la figure 11 avec  $\varpi = \frac{2,26}{5 \times 22} = 2\%$  et  $\frac{L}{d}$  atteignant au moins 2 ou 300, a pour valeur  $\mu = 8$ .

c) Section sur appuis. Ici  $\varpi$  est de l'ordre de  $\frac{1,18}{2,90} = 0,4\%$   $\frac{L}{d}$  est de l'ordre de quelques dizaines. On prendra donc  $\mu = 2$ . On trouve les résultats suivants (en cm) :

TABLEAU III.

	INERTIE	V BÉTON	V' ACIER	$\mu$
Section homogène .....	13 000	—	—	7
Section au milieu .....	5 040	3,35	15,65	8
Section sur appuis .....	710	3,9	16,1	2

En ce qui concerne les déformations, le moment d'inertie en section homogène intervient peu, seulement au voisinage des régions de moment nul. Nous prendrons comme rapport des moments d'inertie en travée et sur appui la valeur 7.

Or, si l'on admet que la charge est uniforme et que l'inertie est constante d'une part,  $I_1$  dans toute la zone médiane entre points de moment nul, et d'autre part,  $I_0$  entre les points de moment nul et les appuis, le rapport de ces deux valeurs  $\frac{I_1}{I_0}$  est lié à la position  $xl$  des points de moments nuls par la formule :

$$\frac{I_1}{I_0} = \frac{(1-2x)^3}{2x^2(3-4x)}$$

de plus :

$$\frac{M_1}{M_0} = \frac{(1-2x)^2}{4x(1-x)}$$

avec évidemment  $M_1 + M_0 = \frac{Pl^2}{8}$ , ayant  $\frac{I_1}{I_0} = 7$ , on trouve  $x = 0,115$  ( $xl = 57,5$  cm).

Puis :

$$M_1 = 2,6 M_0 \quad M_1 = 415 \quad M_0 = 285$$

Les contraintes sont donc, en kilogrammes par centimètre carré :

	TRAVÉE	APPUIS
Béton .....	27,5	157
Acier .....	1 030	1 290

On voit que les contraintes restent dans les limites possibles.

## d) Détermination des caractéristiques $R'_b$ et $\sigma$ .

### Programme d'expériences.

Toute cette théorie est basée sur la connaissance des caractéristiques  $R'_b$  et  $\sigma$ .

On connaît les procédés employés pour déterminer  $R'_b$ , ils sont nombreux parce qu'aucun d'eux n'est pleinement satisfaisant. Il faut toujours assortir l'essai d'un coefficient numérique quelque peu arbitraire, mais surtout la dispersion des résultats est assez élevée pour nécessiter au moins une demi-douzaine d'essais pour obtenir un chiffre valable.

D'autre part, la mesure de  $\sigma$  par poussée de la barre à travers un bloc de béton est trop brutale pour donner une idée juste des contraintes relatives aux déplacements de l'ordre de dixièmes de millimètre qui ont lieu en réalité.

Nous proposons une autre façon de déterminer à la fois  $R'_b$  et  $\sigma$ .

Puisque l'expérience confirme avec une précision suffisante l'hypothèse de base, il est possible pour déterminer  $R'_b$  et  $\sigma$  d'employer, comme dispositif expérimental, celui-là même dont la connaissance de  $R'_b$  et  $\sigma$  permet de déterminer les déformations.

L'essai le plus simple sera de tirer sur une ou plusieurs barres enrobées de béton sur une longueur suffisante pour que l'apparition d'un assez grand nombre de fissures permette de parler d'une longueur moyenne (8 à 10 par exemple).

L'expérience se résumera à mesurer la déformation  $\Delta l$  de l'acier enrobé sur une longueur  $L$  d'un prisme en béton dont le pourcentage d'armatures est  $\varpi$ , puis à compter le nombre de blocs entre fissures.

Les contraintes doivent bien entendu être suffisantes pour atteindre le régime d'équilibre. On aura donc, si  $\varphi$  est la contrainte dans la barre libre :

$$\varphi - E_a \frac{\Delta l}{L} = \frac{\sigma l}{d} = \frac{R'_b}{K\varpi}$$

$l$  étant connu en divisant  $L$  par le nombre de blocs, on peut immédiatement avoir  $\sigma$ .

Quant à  $R'_b$ , la comparaison avec les autres méthodes de détermination permet une fois pour toutes de fixer  $K$  au voisinage vraisemblablement de 2,5.

Cette méthode pour déterminer  $R'_b$ , si surprenante qu'elle paraisse au premier abord, n'est pas plus arbitraire que toutes les autres. Elle a de plus l'avantage de déterminer une valeur de  $R'_b$  correspondant à un phénomène de fissuration qui se produit normalement dans le fonctionnement des ouvrages en béton armé.

C'est en quelque sorte une expérience directe correspondant aux cas réels de la pratique.

Il serait intéressant d'appliquer cette méthode à des armatures de sections et de natures différentes avec des barres de diverses qualités. On aurait ainsi une base directe d'appréciation de l'influence sur la fissuration des caractéristiques des aciers : diamètre, état de surface et pourcentages, ainsi que des caractéristiques du béton, résistance à la traction et retrait, par exemple.

Une série d'essais ne serait pas très difficile à faire et nous ne pouvons que souhaiter qu'ils soient entrepris dans un proche avenir.

Nous avons eu tout récemment l'occasion de dépouiller un certain nombre de résultats provenant des expériences très nombreuses réalisées par le Prof. Roš de Zurich sur la fissuration de poutres diversement armées d'aciers de types divers.

La figure 12 représente, calculée d'après l'écartement des fissures et les armatures des poutres, la valeur de  $\frac{R_b}{\sigma}$  correspondant à différents essais du Prof. Roš et d'autres expérimentateurs.

On constate que  $\frac{R_b}{\sigma}$  croît avec le diamètre des barres.

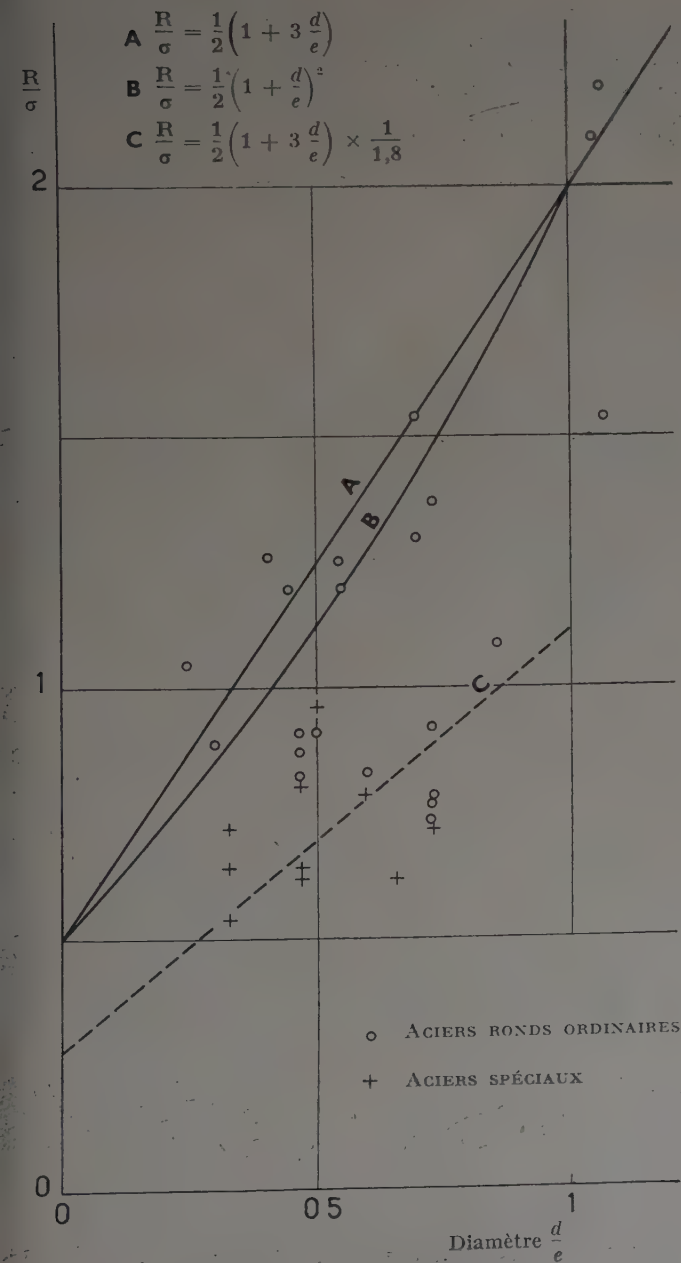


FIG. 12.

Ces essais sont faits avec des recouvrements tels que la distance de l'axe à la face du béton est de l'ordre de 3 cm, nous avons tracé  $\frac{R_b}{\sigma}$  en fonction de  $\frac{d}{e}$ :

$$\frac{R_b}{\sigma} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{d}{e} \right)^2$$

La courbe représentative suit bien l'allure générale de la variation. On a vu plus haut que dans diverses applications nous avons pris, par raison de simplicité :

$$\frac{R_b'}{\sigma} = \frac{1}{2k} \left( 1 + 3 \frac{d}{e} \right)^2$$

Les points sont relatifs aux barres rondes lisses et les croix aux aciers spéciaux. On se rapproche donc convenablement des résultats expérimentaux en prenant  $k = 1$  pour les barres lisses et  $k = 1,8$  pour les aciers à adhérence améliorée.

#### Application à l'étude des constructions existantes.

Nous ne quittons pas ce sujet sans mentionner encore que l'appréciation de l'écartement et de l'ouverture des fissures permet de se rendre compte de la tenue des constructions existantes et, en connaissance de cause, de voir si les déformations restent dans des limites admissibles.

En particulier, la valeur de l'écartement donne des indications sur l'adhérence des barres et permet de la comparer aux taux d'adhérence admis dans les calculs.

C'est là un point important car, si généralement la fissuration même importante n'est pas très redoutable si elle est due à un allongement d'ensemble des aciers, elle est au contraire signe de défaillance dangereuse si elle est provoquée par le glissement des ancrages des barres.

Nous avons déjà pu constater sur deux ouvrages importants que les fissures qui au premier abord pouvaient paraître excessives ne mettaient en évidence que des adhérences de frottement relativement faibles sans que cela provienne d'un glissement dangereux des barres.

#### CONCLUSION

Cet exposé nous semble avoir démontré suffisamment que l'hypothèse simple de la liaison par frottement de l'acier dans le béton, que nous avons proposée, conduit à un ensemble de résultats cohérents qui concordent convenablement avec l'expérience.

Il subsistera sans doute une certaine indétermination liée à l'imprécision des valeurs des caractéristiques mécaniques  $R_b$  et surtout  $\sigma$  qui, entrant dans les formules, devront être systématiquement mesurées.

Mais, d'ores et déjà, il devient possible d'étudier l'influence des divers facteurs agissants et même de déterminer quantitativement leur action. Les phénomènes concernant la fissuration en flexion et en traction, la plasticité en traction du béton et la déformabilité de l'acier, l'irréversibilité partielle des flèches, y trouvent une explication logique et surtout constructive.



L'influence des contraintes des aciers, de leur diamètre et de leur qualité d'adhérence sur la fissuration est mise en évidence, de plus, la valeur du module d'équivalence  $\mu$  de déformabilité du béton et du métal n'est plus un chiffre arbitraire, mais défini par les caractéristiques de la section et son mode de chargement.

Enfin, malgré la simplicité des hypothèses, les résultats que l'on obtient permettent de déterminer au moins des ordres de grandeur avec une exactitude qui, tout compte fait, ne doit pas être très inférieure à celle qui intervient réellement dans les études classiques de résistance des matériaux.

### CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Je pense que nous pouvons remercier tous ensemble M. BRICE de son si intéressant exposé et le féliciter de l'esprit de synthèse dont il a fait preuve d'une façon si heureuse en associant une analyse mathématique d'une ampleur modérée avec une pénétrante observation de la réalité physique.

### NOTE COMPLÉMENTAIRE

On peut se demander ce qu'il advient lorsque, par suite du fonctionnement de la pièce de béton armé sous des charges répétées, l'adhérence entre la barre et le béton vient à diminuer.

Il faut remarquer d'abord que la distance moyenne entre les fissures, qui dépend de l'adhérence  $\sigma_0$  au moment de la fissuration, c'est-à-dire lors des premières charges avant que les glissements aient pu réduire l'adhérence, est indépendante de sa diminution ultérieure.

Les fissures une fois créées persistent.

Quant à l'ouverture des fissures, la diminution de l'adhérence a tendance à l'augmenter. Mais  $E_a \Delta l$  ne

peut dépasser  $\phi l$ . On constate facilement que le maximum ne peut dépasser le produit de  $\phi^2 d / 4 \sigma_0$  par 1,6 fois le rapport de la résistance à la traction du béton  $R_b$  à la tension  $R$  qui serait imposée au béton seul par les forces appliquées. Ce rapport est toujours nettement plus petit que 1, il en résulte donc que le maximum trouvé n'est pas atteint même si l'adhérence diminue beaucoup.

On en conclut qu'il y a toujours intérêt, pour réduire l'ouverture des fissures, à diminuer le diamètre des barres, à augmenter leur enrobage ou améliorer leur surface.

Le résultat acquis à l'origine de la fissuration se conserve par la suite.

### AUTRES ÉTUDES DE L'AUTEUR SUR LE MÊME SUJET :

Ancrage des barres droites dans le béton. Liaison du béton et du métal (*Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, mai 1949, n° 72).

Adhérence des barres d'acier dans le béton (*Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, mars-avril 1951, n° 179).

Théorie de la fissuration des pièces fléchies en béton armé (Association Internationale des Ponts et Charpentes. Congrès de Cambridge, 1952).

(Reproduction interdite.)

# ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

JUIN 1952

Cinquième Année, N° 54.

Série : SOLS ET FONDATIONS (VIII)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

CONFÉRENCE DU 15 JANVIER 1952

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. A. CAQUOT**, Membre de l'Institut.

## NOUVELLE THÉORIE DU SOUTÈNEMENT DES EXCAVATIONS PROFONDES

PAR

**J. VERDEYEN,**

Ingénieur Conseil A. I. Br.  
Professeur à l'Université de Bruxelles.

ET

**V. ROISIN,**

Docteur en Sciences Appliquées,  
Ingénieur aux Entreprises François et fils,  
Assistant à l'Université de Bruxelles.

### SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
CHAPITRE I. — Généralités .....	603	3. Calcul du rideau de palplanches par la méthode analytique.	613
CHAPITRE II. — Étude du rideau de palplanches libre en tête..	604	4. Calcul du rideau de palplanches par la méthode graphique.	617
1. Pressions latérales sur le rideau.....	604	5. Conclusions.....	619
2. Fiche des palplanches.....	605	CHAPITRE IV. — Rideau à appuis multiples.....	620
3. Étude graphique du rideau de palplanches libre en tête...	608	1. Généralités .....	620
4. Remarque sur la résistance du sol et l'élasticité du rideau.	608	2. Calcul du rideau de palplanches.....	621
5. Problème du renard.....	610	3. Loi des pressions.....	623
CHAPITRE III. — Étude du rideau de palplanches appuyé en tête.	611	4. Calcul du rideau de palplanches par la méthode analytique.	624
1. Pressions latérales sur le rideau.....	611	5. Calcul du rideau de palplanches par la méthode graphique.	625
2. Problème de la fiche.....	612	CHAPITRE V. — Conclusions générales .....	625

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS



## AVANT-PROPOS

Messieurs, j'ai le grand plaisir d'accueillir ici en votre nom M. le professeur VERDEYEN et M. l'ingénieur ROISIN. Ils viennent de ce pays ami, la Belgique, qui depuis quelques années connaît un développement scientifique tout à fait remarquable. Le développement de ses Universités, tant au point de vue des laboratoires que de la qualité des étudiants, est une chose remarquable. Il y a dans ces Universités, que j'ai le plaisir de connaître, une activité croissante. Il ne faut pas oublier que si la Belgique est un pays à surface petite et à population dense, elle est la tête d'un empire comportant l'une des parties les plus riches du monde, le Congo Belge; aussi les problèmes qui se posent à l'heure actuelle à la Belgique sont-ils des problèmes à l'échelle mondiale.

Mais je ne veux pas retarder le plaisir que vous aurez à écouter M. VERDEYEN. Vous verrez avec quel soin il étudie toutes les questions. Dans son *Traité de Mécanique des sols*, il nous a déjà montré qu'il connaissait à fond ce sujet. Je lui donne donc la parole.

Albert CAQUOT,

Membre de l'Institut.

### RÉSUMÉ

L'emploi des rideaux de palplanches tant en bois que métalliques ou en béton armé, connaît depuis quelques décades la très grande faveur des constructeurs.

L'expérience acquise dans l'utilisation des rideaux de palplanches comme écrans de soutènement a montré que la plupart des accidents survenus étaient imputables à une insuffisance des étançons ou des ancrages. La mise en observation de tels ouvrages a permis de constater que les efforts effectivement appliqués aux étançons ou ancrages étaient supérieurs à ceux obtenus par le calcul.

Compte tenu de ces enseignements, il parut souhaitable de reprendre le problème dans toute sa généralité en précisant de nouvelles sollicitations et en proposant de nouvelles méthodes de calcul.

Une telle étude est dominée par deux facteurs, à savoir

- 1° La forme des lois des pressions des terres;
- 2° La nature des liaisons extérieures : encastrement du pied dans le sol, présence de points d'appui sur la partie libre.

On trouve dans cet article un résumé des méthodes que l'on peut recommander pour calculer :

- 1° Un rideau de palplanche métallique libre en tête;
- 2° Un rideau de palplanche métallique appuyé en tête;
- 3° Un rideau de palplanche métallique appuyé en plusieurs niveaux;
- 4° Une étude des blindages de tranchées profondes.

### SUMMARY

The use of sheet piling, whether wooden, steel or reinforced concrete, has been favored by builders for several decades.

The experience acquired in the use of sheet piling as retaining bulkheads has shown that the majority of resulting accidents were due to insufficient use of stanchions or inadequate anchorage. Observation of work in progress justifies the statement that stresses actually applied to stanchions or anchorages were greater than the calculated ones.

Taking into account these lessons, it seemed desirable to restate the whole problem, defining new stresses and proposing new computing methods.

Such a study is dominated by two factors, to wit :

- 1° The nature of the laws of earth pressure;
- 2° The nature of external fastening : Embedding of the toe in the soil, presence of points of support in the free part.

In this article is found a summary of the recommended methods for calculating :

- 1° A metallic sheet piling bulkhead, free at the top;
- 2° A metallic sheet piling bulkhead, supported at the top;
- 3° A metallic sheet piling bulkhead, supported at several levels;
- 4° A study of the propping of deep cuts.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

## CHAPITRE PREMIER

## GÉNÉRALITÉS

## 1. Les rideaux de palplanches dans la construction, leur calcul.

L'emploi des rideaux de palplanches tant en bois que métalliques ou en béton armé connaît depuis quelques décades la très grande faveur des constructeurs.

Ce succès est dû à la fois à la grande souplesse de cette technique en tant que moyen d'exécution et à l'élégance des solutions définitives auxquelles elle donne lieu. Citons parmi les nombreuses applications des palplanches la construction de grands encoffrements de fondation, d'écrans de soutènement, de murs de quai, de jetées, de batardeaux; tous ouvrages devant résister à d'importantes pressions latérales dues soit à la poussée des terres, soit à la pression de l'eau, soit aux deux sollicitations concomitantes.

Il est dès lors paradoxal de noter combien les méthodes de calcul des palplanches sont encore empiriques. En effet, l'expérience acquise dans l'utilisation des rideaux de palplanches comme écrans de soutènement a montré que la plupart des accidents survenus étaient imputables à une insuffisance des étançons ou des ancrages. La mise en observation de tels ouvrages a permis de constater que les efforts effectivement appliqués aux étançons ou ancrages étaient supérieurs à ceux obtenus par le calcul.

Compte tenu de ces enseignements, il est souhaitable de reprendre le problème dans toute sa généralité en précisant de nouvelles sollicitations et en proposant de nouvelles méthodes de calcul.

Une telle étude est dominée par deux facteurs, à savoir :

1° La forme des lois des pressions des terres;

2° La nature des liaisons extérieures : encastrement du pied dans le sol, présence de points d'appui sur la partie libre.

Ils sont d'ailleurs en étroite relation l'un avec l'autre comme le prouvent les concentrations des pressions au droit des étançons et leurs variations le long de la fiche.

Ainsi, la déformabilité et les déplacements cinématiques du rideau et de ses appuis contribuent à écarter la loi des pressions de la répartition triangulaire déduite de l'hypothèse de Rankine.

Doivent encore être pris en considération l'effet perturbateur du calage des étançons et des variations de température, l'influence du mode de mise en charge du rideau (fouille creusée ou rideau avec remblai à l'arrière) ainsi que le rétablissement de la pression naturelle au bout d'un temps variable suivant la nature du sol.

Comme il est impossible de mettre rigoureusement en équations un problème aussi complexe, on a proposé des lois de pressions simples, différentes suivant les types de rideaux et telles que, l'ensemble étant assimilé à un

système isostatique ou hyperstatique classique, les résultats obtenus par le calcul concordent avec ceux donnés par les études expérimentales.

Dans certains cas particuliers, des abaques fournissent la sollicitation maximum du rideau, sa fiche et les efforts s'exerçant sur les étançons éventuels.

## 2. Éléments du problème.

Les trois questions à la base du calcul des rideaux de palplanches sont :

a) La stabilité élastique des éléments constitutifs du rideau;

b) La stabilité d'ensemble du rideau;

c) La stabilité des constructions voisines.

La sécurité élastique contre la rupture exige une résistance suffisante des palplanches vis-à-vis de leur sollicitation. Cette question est entièrement axée sur la recherche du moment fléchissant maximum conduisant à un dimensionnement prudent.

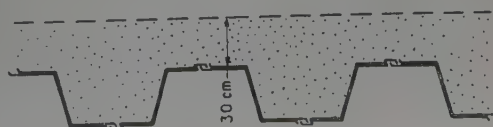
La stabilité d'ensemble du rideau pose un problème de résistance des terres ainsi que celui de l'éтанçonnement ou de l'ancrage. Quant à la stabilité des constructions voisines, elle est garantie en étudiant la déformation d'ensemble du système de soutènement. Il faudra dans ce but chiffrer l'importance des déformations du rideau et des étançons ou ancrages éventuels, pour les limiter à des valeurs non susceptibles de donner lieu à des tassements ou mouvements dangereux en surface.

Une caractéristique essentielle des rideaux de palplanches est leur déformabilité. Alors que toutes les théories de poussée et de butée des terres sont élaborées en supposant des écrans infiniment rigides, ici intervient l'effet perturbateur de l'élasticité du rideau. Pour situer la difficulté, on rapprochera ce problème du problème de la poutre sur appuis élastiques par rapport à celui de la poutre sur appuis fixes.

Dans chaque cas particulier, l'influence de cette élasticité sera examinée afin d'en tenir compte s'il y a lieu.

Une remarque s'impose en ce qui concerne la valeur de l'angle  $\psi'$  de frottement terre sur rideau. De nombreux auteurs signalent que, dans le cas de palplanches battues, la compacité du sol est fortement augmentée à l'intérieur des creux de palplanches et même jusqu'à 30 cm du rideau (fig. 1).

FIG. 1.





Nos observations personnelles sur les rideaux du tunnel de la jonction Nord-Midi à Bruxelles ont d'ailleurs pleinement confirmé ce fait. Cela nous permet de conclure qu'une épaisseur de terre faisant corps avec les palplanches, le frottement se développe terre sur terre et on peut admettre que  $\psi' = \psi$ . Si les terres retenues par le rideau sont des terres de remblai, ce qui se présente souvent pour les murs de quai en palplanches, la consolidation n'a pas été réalisée et le frottement se fait effectivement terre sur métal.

Nous supposons dans la suite qu'il s'agit toujours de palplanches métalliques. Les palplanches en bois se prêtent mal au soutènement d'excavations importantes. Leur emploi sera limité à de très faibles retenues ou à des problèmes d'étanchéité (étanchéité des berges d'un

canal). Le bois sera mis en œuvre de manière beaucoup plus rationnelle dans les blindages de tranchées étroites et profondes.

### 3. Divisions de l'étude.

On étudiera successivement :

Le rideau de palplanches libre en tête et encastré au pied;

Le rideau de palplanches appuyé en tête et encastré au pied;

Le rideau de palplanches à appuis multiples et encastré au pied.

## CHAPITRE II

### ÉTUDE DU RIDEAU DE PALPLANCHES LIBRE EN TÊTE

#### 1. Pressions latérales sur le rideau.

Il règne, des deux côtés du rideau, immédiatement après battage, une pression naturelle  $\lambda_n \gamma h$  où  $\lambda_n < 1$ .

Lors du creusement de la fouille, le rideau est animé d'un mouvement de rotation autour d'un centre instantané de rotation D jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre soit atteint (fig. 2).



FIG. 2.

La sollicitation est donc :

- 1° Au-dessus de D, à droite }  
en dessous de D, à gauche } pression active des terres.
- 2° Au-dessus de D, à gauche }  
en dessous de D, à droite } développement de la résistance du sol caractérisée par la pression passive.
- 3° Sur le pied du rideau agit le frottement  $R_1$  en sens inverse du déplacement. Il est de très faible influence.
- 4° Le poids du rideau W et la réaction verticale du sol S au pied du rideau ne sont pas à prendre en considération. Ces forces ne forment, pour de petites rotations, qu'un couple négligeable.

Comme on l'a montré au paragraphe 2 du chapitre I, les pressions développées sur le rideau sont inclinées sur ce dernier d'un angle  $\psi' = \psi$ . Toutefois, les forces de frottement, ainsi développées interviennent avec de faibles bras de levier par rapport au centre de rotation. Seules les composantes normales comptent, d'où l'importance de fixer leur valeur.

On admettra que l'écran est lisse ( $\psi' = 0$ ), ce qui revient à admettre une légère surestimation de la poussée et une légère diminution de la butée. On se place ainsi du côté de la sécurité.

Pour ces pressions normales, la formule de Rankine donne entière satisfaction à tous points de vue, et plus spécialement en ce qui concerne la sécurité et la simplicité de son application. Son emploi est d'autant plus judicieux que le mouvement du rideau est une rotation. Cette formule sera utilisée en supposant le sol dépourvu de cohésion. C'est là une précaution à la fois contre les actions perturbatrices des eaux d'infiltration, de la gelée et des vibrations en surface et contre les multiples impondérables, tels que la non-homogénéité des massifs et l'influence de leur stratification, dont il est difficile de tenir compte à l'aide d'une théorie ou même avec le secours d'essais de laboratoire.

La pression active à la profondeur z est donc donnée par :

$$e_a = \gamma_e z \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\psi}{2} \right).$$

Dans le cas d'un sol immergé elle vaut :

$$e_a = [\gamma_e] z \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\psi}{2} \right)$$

où

$[\gamma_e]$  = poids spécifique des terres immergées;  
= poids spécifique des terres sèches, réduit proportionnellement au pourcentage des vides v;  
 $= \gamma_t - \frac{100 - v}{100} \gamma_{\text{eau}}.$

En ce qui concerne la butée, il eût été logique d'adopter la méthode de Coulomb pour en fixer la valeur, du fait de la plus grande nervosité du coefficient de butée sous l'effet des angles caractéristiques  $\psi$  et  $\psi'$ .

Dans le cas présent, on préfère adopter la formule de Rankine qui allie la simplicité à un supplément de sécurité pour la stabilité d'ensemble du rideau.

On a ainsi :

$$e_p = \gamma_e z \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right)$$

ou

$$e_p = [\gamma t]_e z \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right)$$

en sol immergé.

En cas de sol immergé, il est évident que la poussée sur le rideau est égale à la somme de la pression des terres et de la pression hydrostatique.

C'est à dessein que nous ne donnons ici aucun tableau de poids spécifiques ni d'angles de frottement interne. Ceux-ci devront faire l'objet d'une détermination aussi exacte que possible pour chaque cas particulier.

## 2. Fiche des palplanches.

### a) Résistance du sol.

Avant d'aborder le problème même de la fiche optimum à prévoir, on étudiera les conditions d'appui dans le sol d'une palplanche sollicitée en tête par une charge horizontale  $H$  (fig. 3 [a]).

La palplanche tend à tourner autour d'un centre instantané de rotation 2. Son déplacement est contrarié par les forces de butée agissant vers la droite entre les points 1 et 2 et vers la gauche entre les points 2 et 3. Le diagramme de charge théorique tracé à la figure 3 [b] donne la distribution de la « pression résistante » du sol ou « contrebutée ». Cette pression est la résultante entre la pression active  $e_a$  agissant dans le sens du déplacement et la pression passive  $e_p$  agissant dans le sens opposé au déplacement.

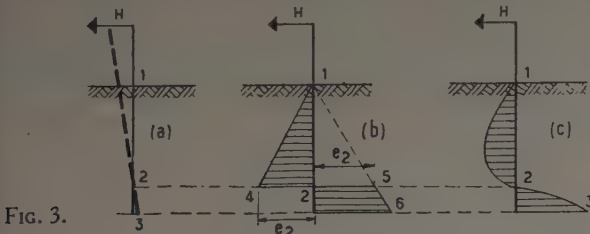


FIG. 3.

En 2 la pression résultante est donc :

$$e_s = e_p - e_a = z_s \gamma t (\lambda_p - \lambda_a) = z_s \gamma t \lambda_s.$$

Elle change de signe à hauteur du centre de rotation.

En raison de l'élasticité du sol, la brusque inversion de pression en 2 est impossible, le diagramme est donc curviligne (fig. 3 [c]). Sa forme, inconnue a priori, dépend des propriétés élastiques des sols qui varient dans chaque cas. Elle est encore influencée par l'élasticité de la palplanche. Autant d'éléments qui introduisent avec eux beaucoup de problèmes délicats dont nous donnons un bref aperçu au paragraphe 4 du présent chapitre.

Pour la pratique des cas courants, on remplace la ligne courbe 1-4-2-3 par le diagramme (2) corrigé en inclinant la droite 4-5 d'un angle dépendant de la nature du sol.

Cette inclinaison peut varier entre les limites figurées en [d], [e] (fig. 4).

La connaissance exacte de cette inclinaison n'est pas nécessaire. Il n'en résulterait que de très minimes différences dans le résultat.

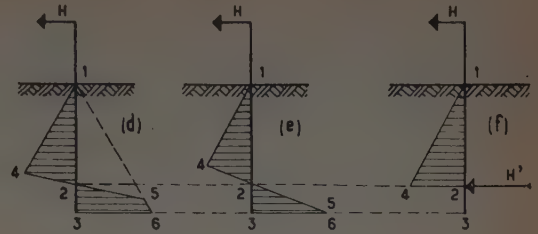


FIG. 4.

Comme à la figure 4 [e] la pente du segment 4-5 est augmentée, l'aire des pressions est diminuée, mais la distance entre les centres de gravité est augmentée, ce qui justifie l'approximation ainsi faite.

Cette distribution, étant plus défavorable du point de vue statique, est adoptée pour le calcul. Elle a l'avantage de conduire à des équations d'équilibre de forme simple.

On peut encore dans certains cas simplifier le problème en adoptant la distribution de la figure 4 [f] : un diagramme triangulaire et une force horizontale  $H'$  concentrée en 2. Cette force est la résultante des « pressions résistantes » contrebutant la palplanche entre les niveaux 2 et 3.

### b) Encastrement dans le sol.

On se propose d'examiner les conditions d'appui dans le sol de palplanches battues à des profondeurs différentes. Les diagrammes de charges (1), de moments (2) et les déformées (3) correspondant à diverses valeurs de fiche font l'objet de la figure 5.

Si le rideau de palplanches est battu à une profondeur illimitée (fig. 5 [a]) la déformée est une courbe à ondulations amorties. La fiche est surabondante. Dans la partie inférieure de la fiche la résistance du sol n'est plus utilisée car les déplacements de la palplanche y sont nuls.

Si le rideau est battu à une profondeur suffisante de manière que le moment soit nul au pied du rideau (rotation au pied, pas de translation) la résistance du sol est développée sur toute la fiche. C'est le cas de la figure 5 [b]. Dans le cas de la figure 5 [c] la fiche est encore réduite et le pied s'est déplacé. La contrebutée à gauche est suffisante, mais la contrebutée à droite est trop faible pour réaliser l'encastrement parfait. Il y a refoulement de terrain sous le massif même. C'est l'« effet de bêche ».

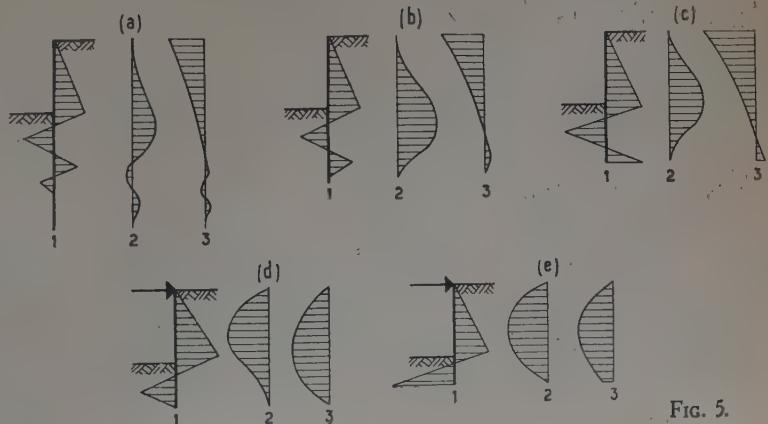


FIG. 5.



Si la fiche est encore diminuée (fig. 5 [d] et [e]), l'étauçon ou l'ancrage en tête s'impose. Dans le cas [d], la déformée est à simple courbure. Le rideau se comporte alors comme poutre sur deux appuis. Le cas [e] est un cas extrême, la palplanche refoule les terres vers l'intérieur de l'excavation. Il faut prévoir un étauçon au pied pour assurer la stabilité du rideau.

Ces diverses éventualités étant envisagées, on est en possession des critères destinés à la fixation de la fiche d'un rideau libre en tête. L'hypothèse de la figure 5 [c] est jugée comme étant la plus économique. On admet avec M. A. COÛARD (fig. 6) :

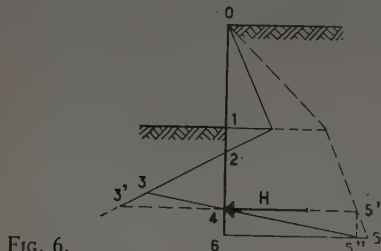


FIG. 6.

1° Que la fiche est suffisante pour que la contrebutée réalise l'encastrement;

2° Que la fiche n'est pas surabondante, c'est-à-dire que toute la contrebutée possible est utilisée au pied du rideau;

3° Que le segment 3, 4, 5 est remplacé par le segment 3', 4', 5';

4° Que la pression résistante à droite le long de 4, 6 a une valeur constante qui est celle calculée à la hauteur de 4. Cette hypothèse compense l'exagération de la contrebutée à gauche en vertu du 3°.

Le diagramme final des pressions stabilisantes sera le diagramme 2, 3', 4, 5', 5'', 6. On sera souvent amené à remplacer le diagramme 4, 5', 5'', 6 de contrebutée par sa résultante H appliquée à hauteur du point 4.

### c) Méthode analytique

#### du calcul de la fiche et du moment maximum.

Considérons une tranche verticale unitaire dans un rideau de palplanches maintenant un massif sec et homogène, limité par un terre-plein horizontal auquel est appliquée une surcharge uniforme  $p$  (fig. 7).

Cette surcharge est assimilée à une épaisseur de terre

$$h_n = \frac{p}{\gamma t}$$

En accord avec les hypothèses posées précédemment on a représenté à la figure 7 le diagramme des pressions appliquées au rideau.

Soit  $C_0$  le centre instantané de rotation et  $M$  le point où le moment de flexion est maximum.

La pente du diagramme de poussée est fournie par le coefficient de poussée  $\lambda_a$  du cas de Coulomb-Rankine ( $\psi' = 0$ ). D'autre part la pente du diagramme de contrebutée est donnée par le coefficient de contrebutée ou de résistance du sol  $\lambda_c$ . La valeur de ce coefficient appelle certaines remarques. En accord avec la théorie de Rankine on a  $\lambda_c = \lambda_p - \lambda_a$ . Par ailleurs la plupart des auteurs admettent avec BLUM que  $\lambda_c = 2\lambda_p - \lambda_a$ . Cette hypothèse se justifierait par le souci de tenir compte du frottement terre-écran et de la cohésion, du moins

lorsque l'angle de frottement interne  $\psi$  est supérieur ou égal à  $25^\circ$ . Afin de traiter le problème dans toute sa généralité, on posera :  $\lambda_c = n\lambda_p - \lambda_a$ .

Le moment est venu d'introduire la notion de sécurité.

On peut définir le coefficient de sécurité  $S$  comme étant le quotient du coefficient de butée utilisable par le coefficient de butée effectivement utilisé. Lorsque la chose est possible, le coefficient de butée utilisable doit être déterminé par des essais, sinon on admet avec BLUM qu'il vaut  $2\lambda_p$ . Le coefficient de butée effectivement utilisé vaut  $n\lambda_p$  avec  $1 \leq n \leq 2$ . Le coefficient de sécurité vaut alors :  $S = \frac{2\lambda_p}{n\lambda_p} = \frac{2}{n}$ .

Pour l'étude d'un cas particulier, le coefficient de sécurité sera choisi en tenant compte de l'angle de frottement interne, de la rugosité du rideau, de la cohésion des terres et de l'incidence éventuelle des agents extérieurs.

Il est cependant recommandé d'adopter un coefficient de sécurité voisin de 2 lorsque l'angle  $\psi$  est inférieur à  $25^\circ$ . Si ce même angle est supérieur à  $25^\circ$  on se contentera d'un coefficient compris entre 1,5 et 1.

Pour trouver le moment maximum, on recherche l'ordonnée  $b$  par la condition d'effort tranchant nul :

$$E_p = \lambda_c \gamma t \frac{b^2}{2} = \Sigma E_a. \text{ Le moment } M_{\max} \text{ est alors le moment}$$

par rapport à la section  $M$  de toutes les forces situées au-dessus de cette section.

La profondeur  $t_0$  est calculée à partir de l'équation d'équilibre de rotation autour du centre  $C_0$ . Cette équation n'intéresse que les forces situées au-dessus du point  $C_0$  car on admet que la résultante  $H$  de butée agissant à droite sur le pied de la fiche est transportée en ce point  $C_0$  (fig. 7).

Quant à la surlongueur  $z$ , elle est obtenue en exprimant que la somme des forces situées sous le point  $M$  est égale à zéro ( $T = 0$  au point  $M$ ).

Au niveau du point  $C_0$  la pression utilisable à droite étant désignée par  $[e_c]_{C_0}^d$  on a :

$$\lambda_c \gamma t \frac{b + t_0}{2} (t_0 - b) = z [e_c]_{C_0}^d$$

d'où la valeur de  $z$ . On peut d'ailleurs obtenir plus rapidement la surlongueur  $z$  en admettant la formule de Blum :  $z = 0,2t_0$  qui conduit à un surcroît de sécurité. Finalement, la longueur totale de palplanche assurant une sécurité donnée  $S$  vaut  $L = h + a + t_0 + 0,2t_0$ .

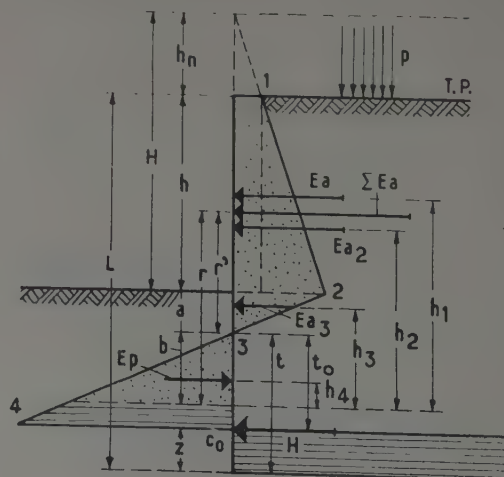


FIG. 7.

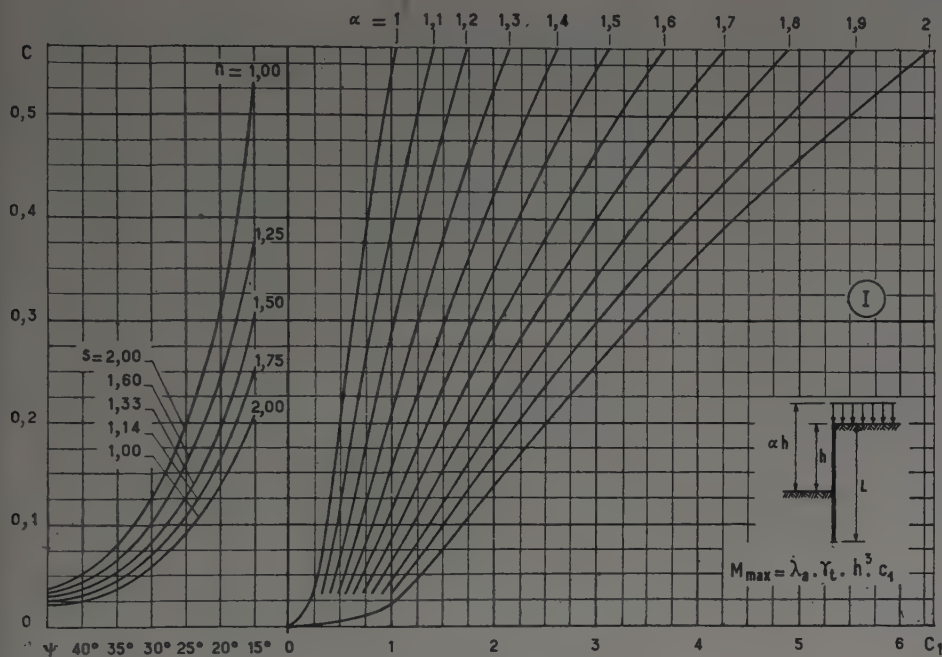
La méthode analytique de calcul du rideau exposée ci-dessus est d'application générale quelle que soit la loi des pressions (nappe aquifère, couches géologiques différentes). Toutefois, dans le cas d'un terrain sec et homogène, les caractéristiques du rideau sont données par des expressions simples :

$$M_{\max} = \lambda_a \gamma_t \varphi(c, \alpha) h^3 = \lambda_a \gamma_t c_1 h^3 \text{ en tm par mètre de rideau}$$

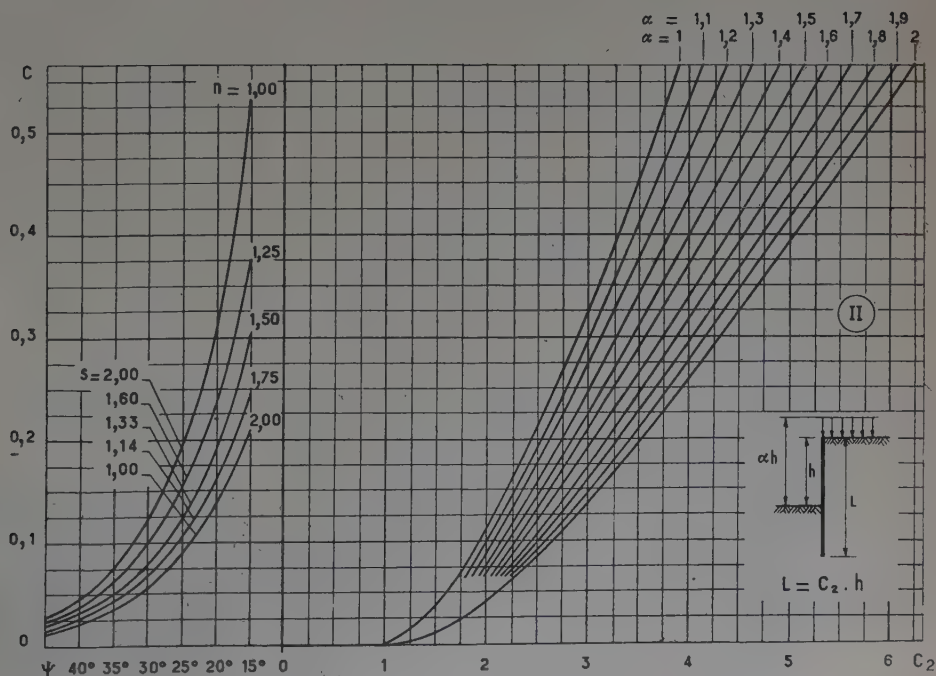
$$L = \varphi'(c, \alpha) h = c_2 h.$$

Les coefficients  $c_1$  et  $c_2$  sont des fonctions de  $C = \frac{\lambda_a}{\lambda_c}$  et de  $\alpha$ . Ils sont obtenus à partir des abaques I, II, III.

La valeur de  $C$  correspondant à un angle de frottement interne  $\psi$  dépend du coefficient de sécurité adopté d'où :  $C = f(\psi, S)$  ou  $C = f(\psi, n)$ . Cela conduit à un réseau de courbes graduées en  $S$ .

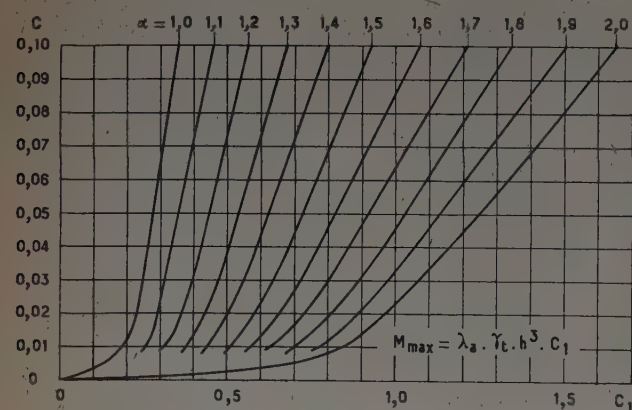
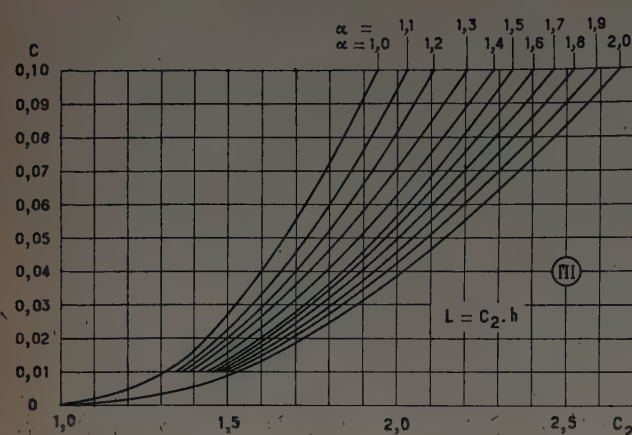


ABaque II.





ABAQUE III.



#### d) Exemple numérique.

On a :

$$h = 4,00 \text{ m} \quad \gamma_t = 1,7 \text{ t/m}^3 \quad \psi = 35^\circ \quad p = 2 \text{ t/m}^2.$$

Cela donne :

$$\lambda_a = 0,271 \quad h_n = \frac{2,00}{1,70} = 1,175 \text{ m} \\ H = 4 + 1,175 = 5,175 \text{ m} \quad \alpha = \frac{5,175}{4,0} = 1,3.$$

On adopte :

$$S = 1,33.$$

D'après l'abaque I :

$$c_1 = 0,534$$

d'où

$$M_{\max} = 0,271 \times 1,70 \times 4^3 \times 0,534 = 15,7 \text{ tm.}$$

D'après l'abaque II :

$$c_2 = 1,8$$

d'où

$$L = 1,8 \times 4 = 7,2 \text{ m.}$$

Ce même calcul effectué par la méthode de Krey adaptée par le professeur MAGNEL donne :  $M_{\max} = 14,51 \text{ tm}$  et  $L = 7,3 \text{ m}$  et cela pour une sécurité  $S = 1,55$ .

Cette remarquable correspondance entre les résultats est obtenue grâce à l'adoption dans notre méthode d'une sécurité égale à celle de Krey réduite de 14 %. Cela montre bien que la notion de sécurité est essentiellement conventionnelle. L'emploi de notre méthode justifiera l'utilisation de coefficients de sécurité plus modestes.

### 3. Étude graphique du rideau de palplanches libre en tête.

Lorsque, en raison de la trop grande complication du diagramme des pressions, la traduction algébrique des équilibres de translation et de rotation est par trop pénible, on emploie la méthode graphique basée sur les propriétés des polygones des forces et des polygones funiculaires.

Les principales hypothèses admises ici, outre celles posées lors de l'étude du rideau par la méthode algébrique, sont :

1° La contrebutée s'exerçant sur le pied de la palplanche et sous le centre instantané de rotation est remplacée par sa résultante  $H$  que l'on suppose appliquée en ce même centre.

2° On adopte pour chaque cas particulier une loi de contrebutée qui tient compte de la sécurité requise  $S = \frac{2}{n}$ . A une sécurité imposée correspond donc un coefficient de contrebutée  $\lambda_c = n \lambda_p - \lambda_a$ .

3° On admet que l'étendue  $l$  de la zone intéressée par la contrebutée soit égale à  $1,2 t_0$ .

L'étude se conduit de la façon suivante :

1° Tracer les diagrammes de poussée et de contrebutée pour une longueur de palplanche suffisante;

2° Décomposer ces diagrammes en tranches et concentrer au centre de gravité de chacune des tranches la résultante des pressions  $y$  relatives;

3° Tracer le polygone des forces et le polygone funiculaire. La fermeture de ce dernier donne le point de moment nul  $C_0$ ;

4° Prolonger le rideau de  $0,2 t_0$  d'où la longueur totale de la palplanche;

5° Mesurer le moment maximum de flexion sur polygone funiculaire.

Un exemple a été traité à la figure 8.

### 4. Remarque sur la résistance du sol et l'élasticité du rideau.

Les théories que nous avons élaborées aux paragraphes précédents sont basées entre autres sur deux hypothèses admettant la linéarité des lois de pression et la rigidité infinie des palplanches. Ce sont là des hypothèses très satisfaisantes pour les cas ordinairement rencontrés en construction. Toutefois, si le sol est très peu déformable et si le rideau est très élastique, les pressions agissant sur la fiche proprement dite des palplanches s'écartent notablement des lois classiques.

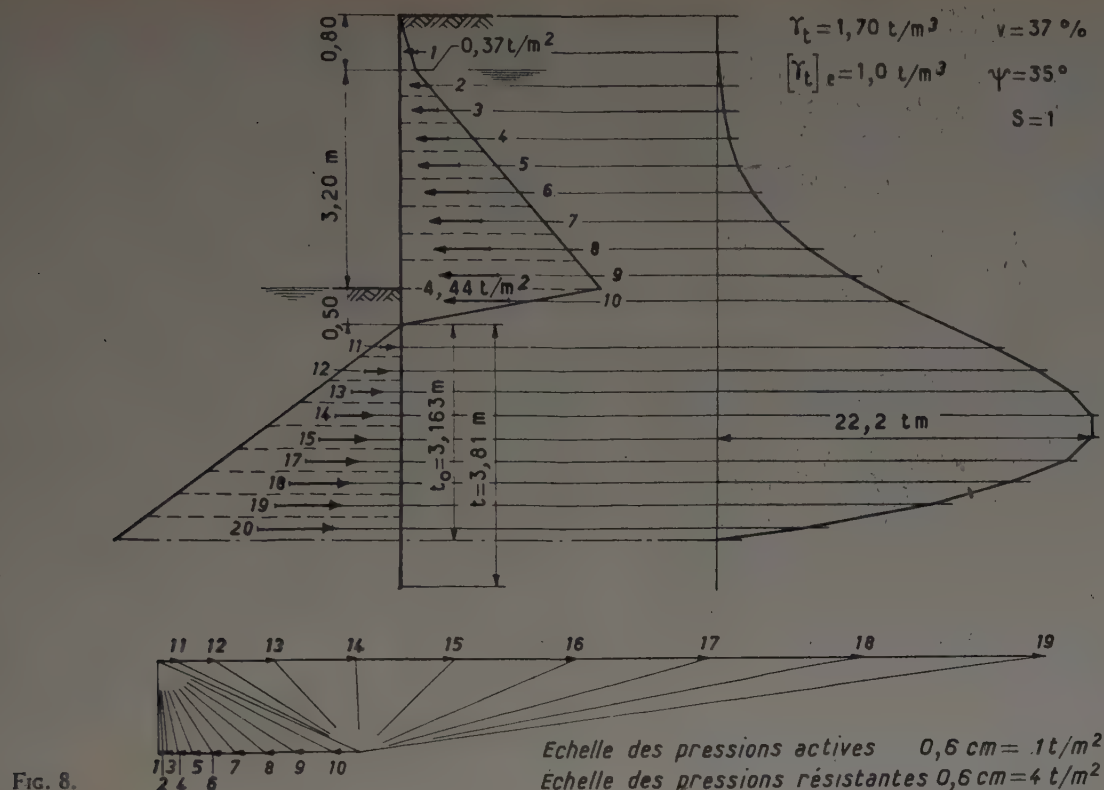


FIG. 8.

Nous donnons ici un court aperçu de la théorie élaborée par le docteur-ingénieur RIFAAT.

Définissons d'abord le coefficient de résistance du sol (Widerstandsziffer).

On suppose que l'on se trouve en face d'un problème à deux dimensions où le déplacement de l'écran ne peut se faire que dans une seule direction.

Si on considère une plaque verticale se déplaçant de la gauche vers la droite à la profondeur  $h$  du massif de terre (fig. 9) on peut écrire :

$$\sigma = -f(yh)$$

expression où  $\sigma$  est la contrainte normale à la plaque, de direction opposée à celle du déplacement, ce qui justifie le signe négatif.



FIG. 9.

$y$  est l'amplitude du déplacement,  
 $h$ , la profondeur sous la surface.

La « résistance du sol » peut être définie comme étant « l'augmentation vectorielle de la pression des terres à partir de la pression naturelle ou de la poussée des terres ». C'est là une définition générale à laquelle se rattache celle de la butée par la considération d'un état limite.

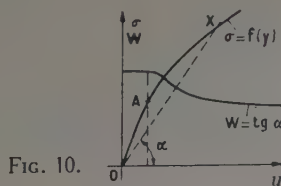


FIG. 10.

Pour une même profondeur  $h$  on a :

$$\sigma = -f(y) = -Wy$$

où  $|W| = \frac{\sigma}{y}$  est le « coefficient de résistance » du sol pour une direction, une profondeur et une amplitude données du déplacement. Il est défini de la même manière que le coefficient de raideur  $K$  utilisé dans la théorie des poutres sur sol élastique. Comme lui son équation aux dimensions est  $[W] = \frac{[F]}{[L]^2}$ .

La figure 10 donne le diagramme « pression-déformation » relevé par RIFAAT pour un sable sec. Il est linéaire jusqu'en A et le coefficient  $W$ , correspondant à la tangente de l'angle  $\alpha$  fait par le rayon polaire  $OX$  avec l'axe des  $y$ , est constant dans cette zone.

Au delà du point A le coefficient  $W$  est variable suivant une loi représentée sur la même figure.

Pour un même déplacement on a  $W = F(h)$ . Cette dernière fonction dépend de la nature du sol. Pour un sol parfaitement compact (sans vide) on a  $W = \text{const.}$  Pour un sol recelant un certain pourcentage de vides, le coefficient  $W$  croît asymptotiquement en profondeur vers une valeur maximum  $W_\infty$  correspondant au maximum de compacité du sol (fig. 11).

Pour des profondeurs limitées,

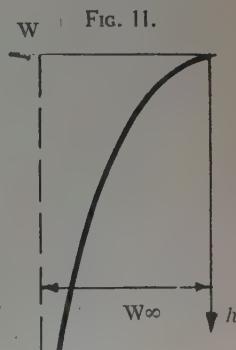


FIG. 11.



c'est le cas des rideaux de palplanches, on admet que  $W$  est une fonction linéaire de la profondeur.

Pour de très grandes fiches, il faut à coup sûr adopter une loi asymptotique.

Examinons maintenant l'effet de l'élasticité du rideau. A une profondeur donnée, la déformation du sol est égale à la déformation élastique du rideau. Sur cette base on obtient l'équation différentielle de la ligne élastique du rideau :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = \sigma_w + p.$$

Dans cette équation :

$E$  est le module d'élasticité du matériau constituant le rideau ;  
 $I$ , le moment d'inertie du profil de palplanche ;

$\sigma_w = -W_y = -W(h_y)y$  est la résistance spécifique ou pression passive ;

$p = p(h_y)$  est la charge spécifique extérieure ou pression active.

Les fonctions  $W(h_y)$  et  $p(h_y)$  sont déduites des essais conduits sur le sol intéressé par la construction étudiée. Elles n'ont pas d'expression mathématique exacte. Pour le calcul on adoptera des lois approchées, simples de traduction.

Remarquons que la déformabilité du sol à gauche du rideau est différente de la déformabilité à droite (fig. 12).

En effet au niveau du point A, on a, à gauche,  $W_g = W(h_y)$  tandis que, à droite,  $W_d = W(h_2y)$ . Un calcul exécuté sur la base d'égalité des déformabilités avec  $W_d = W_g = W(h_y)$  implique une erreur du côté de la sécurité.

En conclusion : ces théories seront réservées aux cas spéciaux de grande élasticité des palplanches, de très grandes fiches associées à de très grandes hauteurs de retenue. Dans de tels cas, il se pose plutôt un problème de sécurité à la déformation (éviter les grandes déformations et par conséquent les tassements en surface) qu'un problème de stabilité.

Ces théories considèrent un état du sol intermédiaire entre l'état naturel et l'état d'équilibre limite supérieur. La validité des solutions ainsi fournies cesse dès que les réactions du sol calculées présentent un dépassement sensible de la pression passive.

## 5. Problème du renard.

Dans la théorie qui précède, la longueur de fiche nécessaire a été déterminée à partir de la stabilité d'ensemble du rideau. Cette méthode est d'application stricte en l'absence de toute nappe aquifère. Dans l'éventualité contraire, il y a lieu de vérifier si la fiche ainsi obtenue présente une sécurité suffisante contre la formation « du renard ». Ce phénomène consiste en une brusque venue d'eau à l'intérieur de la fouille, avec comme conséquence un entraînement de matières de plus en plus considérable et la création de cavités tant sous le pied qu'à l'arrière du rideau.

Soit un rideau de palplanches (fig. 13) de fiche  $f$ , de hauteur de retenue  $h$ . La nappe aquifère se situe à l'arrière du rideau à la hauteur  $h_1$  au-dessus du fond de la fouille. A l'intérieur de cette dernière on suppose que les eaux sont maintenues par pompage au niveau du plafond.

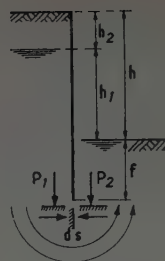


Fig. 13.

Sous l'effet de la hauteur de charge  $h_1$  un écoulement d'eau se produit sous la palplanche, puis un courant ascendant vers le fond de la fouille. Si la hauteur de charge est importante et si les pertes de charge associées à l'écoulement sont réduites (faible fiche), la pression du courant résurgent sur les particules du plafond de la fouille pourra être suffisante pour entraîner certains éléments fins. La densité du terrain adjacent en sera diminuée d'autant, ce qui permettra un nouvel entraînement de particules plus grosses.

Ce processus se développant localement, en un endroit où le sol a une densité moindre, il se formera progressivement un conduit souterrain parcouru par un afflux d'eau circulant à grande vitesse. Très rapidement, la nappe située à l'arrière du rideau sera mise en communication directe avec la fouille. On dit qu'il y a eu formation d'un « renard ».

De l'examen du processus de développement de ce phénomène, on tire les conclusions suivantes :

1° Le renard s'amorce en un endroit de la fouille où la densité du terrain est minimum. On devra, dans toute étude, envisager la densité minimum du sol tout en négligeant la cohésion éventuelle.

2° La vitesse du courant est déterminante pour l'entraînement des particules. La vitesse de pompage sera limitée en fonction de la perméabilité et de la granulométrie du massif.

Dans l'état actuel de nos connaissances, il n'a pas encore été possible de tenir compte simultanément de ces quatre facteurs.

Les solutions qui en ont été données sont basées sur l'expression de l'équilibre d'une facette verticale ds située immédiatement sous le pied du rideau (fig. 13). Plus exactement on exprime, d'une part, l'équilibre de la phase liquide dans cette facette et d'autre part, l'équilibre de la phase solide. On obtient ainsi l'équation :

$$2,2(1 - \lambda_p^2) f^2 + h_1(3,6\alpha - 0,1\lambda_p^2 + 4,3) f + h_1(1,8\alpha + 2,1) = 0$$

de laquelle on cherche la racine positive.

La théorie précédente due à M. A. COÛARD est élaborée en considérant un état d'équilibre limite, ce qui implique une sécurité égale à l'unité. Si cela est nécessaire, il y a lieu de majorer la fiche trouvée de manière à ce que l'on ait au moins  $f = 0,5h_1$ . On sera conforme aux expériences de BAZANT suivant lesquelles, pour un sable tassé, le renard se formerait pour  $f$  compris entre  $0,33h_1$  et  $0,50h_1$ .

Remarquons que la vitesse d'écoulement de l'eau n'a pas été prise en considération de même que la perméabilité du sol. Ces caractéristiques sont liées au gradient hydraulique par la loi de Darcy :

$$v = kJ \quad \text{d'où} \quad J = \frac{v}{k}$$

avec

$v$  : vitesse d'écoulement de l'eau ;  
 $k$  : coefficient de perméabilité.

On peut introduire cette valeur du gradient dans les équations d'équilibre. Cela conduit à une expression plus exacte de la condition du renard et s'accordant mieux avec la nature dynamique du phénomène.

## CHAPITRE III

## ÉTUDE DU RIDEAU DE PALPLANCHES APPUYÉ EN TÊTE

## 1. Pressions latérales sur le rideau.

Contrairement à ce qui se passait dans le cas du rideau de palplanches libre en tête, ici la rotation du rideau autour d'un centre instantané est empêchée ou du moins, contrariée par les étançons ou ancrages. Le facteur déterminant est, dans ce cas, la flexibilité des éléments constitutifs du rideau. Le franchissement de l'état d'équilibre limite inférieur est dû à la flexion de l'écran entre deux points fixes : l'appui en tête et un appui fictif dans le sol. A quelle loi de pression correspond une telle déformation ? TERZAGHI, OHDE et des chercheurs danois ont montré que les pressions s'écartaient sensiblement de la loi de Rankine pour affecter la forme dessinée à la figure 14.

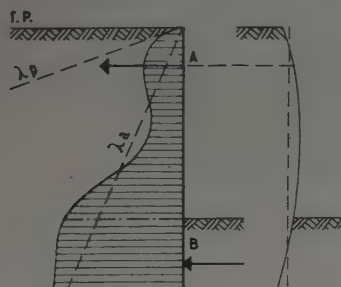


FIG. 14.

L'examen des résultats d'essai appelle les commentaires suivants :

1° La butée est, dans la plupart des cas, atteinte en tête du rideau.

2° Dans une zone comprise entre l'appui de tête A et l'appui fictif B, la pression est inférieure à la poussée de Rankine correspondante.

3° Un léger renforcement de la pression au delà de la poussée de Rankine est constaté sur la partie inférieure de la palplanche.

Ces considérations sont valables pour autant que les deux appuis soient strictement fixes. La figure 15 montre l'influence d'un dérochement de l'un des appuis sur la répartition des pressions. En [a] la palplanche part du pied, ce qui entraîne une concentration des pressions en tête. En [b] l'appui de tête se dérobe. La répartition

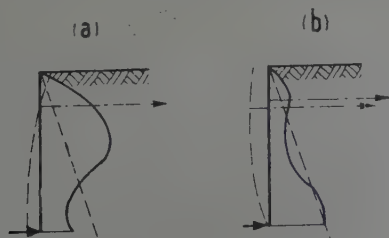


FIG. 15.

des pressions se rapproche ici beaucoup plus de la répartition de Rankine.

Le cas [a] est accidentel alors que le cas [b] se produit toujours à plus ou moins grande échelle, d'après les allongements possibles des ancrages ou les raccourcissements possibles des étançons. Ainsi par exemple, dans une tranchée de quelques mètres de largeur, limitée par deux rideaux de palplanches maintenus par des étançons, ces derniers ne subiront qu'un faible raccourcissement d'ensemble lors de l'application de leur charge de service par suite de la progression de la fouille.

Par ailleurs, prenons le cas des étançons ayant servi à l'étalement des fouilles du tunnel de la jonction Nord-Midi. Les deux rideaux longitudinaux limitant la tranchée sont écartés de 33 m en moyenne (fig. 16).

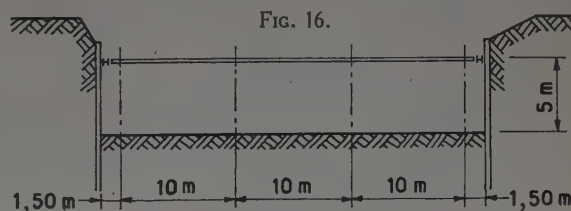


FIG. 16.

En ces endroits les étançons ont une longueur d'environ 31,5 m. Si on considère un de ces étançons composé de deux poutrelles Grey DIE 25 et chargé à raison de 88 t, la déformation élastique de cette pièce sera

$$\Delta l = \left( \frac{\sigma}{E} \right) l = \frac{N}{\Omega E} l = \frac{88\,000}{2 \times 87,22 \times 21 \cdot 10^6} \times 3\,150 = 0,755 \text{ cm.}$$

Cela implique à ce niveau, une déformation théorique des palplanches de 0,377 cm. La fiche de la palplanche étant de 7 m, si l'on admet un appui fictif dans le sol situé à  $0,1 \times 5 \text{ m}$  sous le fond de la fouille et si l'on assimile le déplacement cinématique du rideau à une rotation d'ensemble autour de cet appui, on peut dire que l'amplitude de la déformation en tête est égale à  $\frac{0,377}{550} = 0,000685h$ .

Or dans de telles conditions, la déformation en tête nécessaire pour obtenir le franchissement de l'état d'équilibre limite inférieur est de  $0,000366h$ . Nous pouvons donc espérer que, dans le cas présenté, la répartition des pressions se rapproche de la répartition triangulaire de Rankine.

Cet exemple est toutefois un cas favorable en ce qui concerne le rapprochement avec la loi de Rankine. Dans bien d'autres cas, les étançons sont moins longs, les hauteurs de retenue sont moins importantes et par conséquent, l'état d'équilibre inférieur n'est pas atteint.

Nous arrivons ainsi à définir une première cause du phénomène de concentration des pressions au voisinage des appuis qui est la présence des points fixes d'appui.



Une deuxième cause, d'ailleurs prépondérante, est l'effet de voûte. Cet effet se présente sous deux aspects :

Effet de voûte horizontal (horizontal arching);

Effet de voûte vertical (vertical arching).

Le premier de ces effets est obtenu à partir d'un écran rigide en rotation autour de la tête (fig. 17).

Le cône de glissement apparaît comme constitué d'une superposition d'arches prenant appui sur l'écran et le long de la surface de glissement.

Si l'écran est déformable, ces arches ne peuvent se former. Nous éliminerons donc l'effet de voûte horizontal dans le cas d'un rideau de palplanches. L'effet de voûte vertical (fig. 18) se manifeste lorsque l'écran fléchit entre deux points d'appui. Le massif de terre est sillonné par une succession d'arches prenant appui sur deux points fixes. Cet effet est déterminant dans le problème des rideaux de palplanches.



FIG. 17.

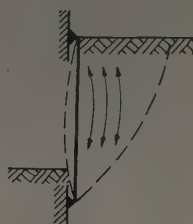


FIG. 18.

Il est en plus influencé par le calage des étançons. Ce calage se fait soit par des coins, soit par une mise sous tension préalable effectuée à l'aide d'un vérin hydraulique. C'est ainsi qu'au tunnel de la jonction Nord-Midi, les étançons ont été soumis à une compression préalable de 20 t. Cette opération est faite dès que les étançons sont placés et avant que les travaux de terrassement soient entamés.

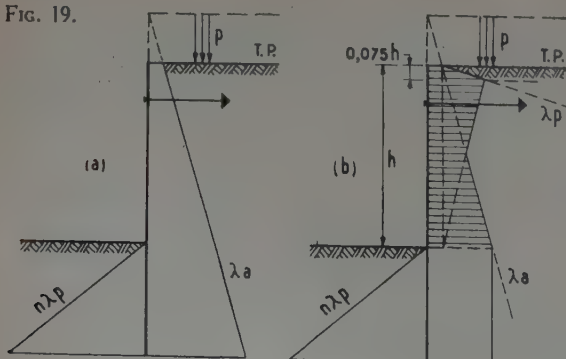
Enfin, l'effet de voûte est annihilé par les vibrations en surface.

Tous ces phénomènes étant mis en lumière, il importe maintenant de définir une loi des pressions destinée à l'étude théorique du rideau de palplanches à un appui en tête.

On envisagera successivement les deux lois de pression représentées à la figure 19.

L'hypothèse [a] répond à la conception classique qui a été utilisée lors de l'étude du rideau libre en tête.

FIG. 19.



L'hypothèse [b] est la répartition que nous proposons après dépouillement des essais effectués par Gregory TSCHEBOTARIOFF et Hans LEHMANN, et à la lumière des considérations précédentes.

Le diagramme des pressions actives est celui de la théorie classique renforcé à sa partie supérieure par un diagramme dont l'inclinaison est donnée par le coefficient de butée de Rankine  $\lambda_p$ .

Il atteint son maximum pour une profondeur égale à  $0,075h$  pour décroître ensuite linéairement jusqu'en un point situé à la profondeur  $h$  et représentatif d'une pression égale à celle régnant au niveau du terre-plein.

Le diagramme des pressions complémentaires est donc compris entre les droites classiques d'inclinaison  $\lambda_p$  et  $\lambda_a$ .

On ne tiendra pas compte du renforcement local de la pression au voisinage de la profondeur  $h$ . Comme, d'autre part, les études expérimentales ont montré que la pression active suivait une loi asymptotique le long de la fiche, on admettra qu'elle conserve sur toute cette fiche la même intensité qu'à la profondeur  $h$ .

Quant à la butée, il ne nous a pas paru opportun d'abandonner la répartition triangulaire. Les longueurs de fiche restent encore ici relativement réduites.

Ces hypothèses n'ont toutefois rien d'absolu. L'adoption de l'une d'entre elles, dictée par des considérations de sécurité et de stabilité, est avant tout subordonnée à une étude des liaisons extérieures (déformabilité des étançons ou ancrages, leur calage) et du processus de mise en charge du rideau, soit par creusement de l'excavation, soit par remblai à l'arrière du rideau.

## 2. Problème de la fiche.

Suivant la longueur de la fiche, toutes autres conditions restant égales, les diagrammes de charges (1), de moments (2) et la déformée (3) prennent différentes configurations qui sont représentées à la figure 20.

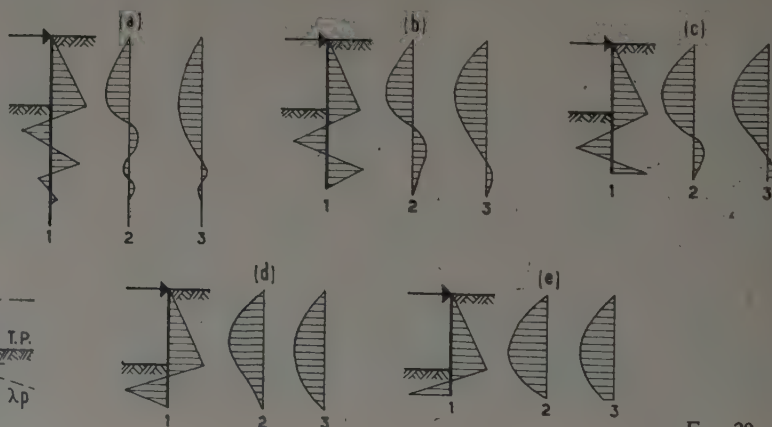


FIG. 20.

Dans l'éventualité représentée à la figure 20 [a], la fiche est surabondante. Dans le cas [b], la fiche est telle que le moment est nul au pied. La déformée présente seulement deux points d'inflexion. L'encastrement parfait est réalisé. Au cas [c], la fiche est encore moindre et l'extrémité inférieure de la palplanche se déplace; c'est « l'effet de bêche ». La tangente à la déformée au point bas passe par le point d'ancrage, la déformée présente un

seul point d'inflexion. Comme la fiche se réduit par rapport aux cas précédents, le moment d'encastrement décroît tandis que le moment en travée, dû aux charges latérales, croît.

Si la fiche est encore diminuée, cas [d] et [e], la déformée est à simple courbure et le moment en travée atteint un maximum.

La comparaison entre les différentes figures montre que le moment d'encastrement est toujours moindre que le moment en travée et cela quelle que soit l'importance de la fiche.

Le choix de la fiche se fait de deux manières :

1° On choisit la fiche la plus petite possible; alors le moment en travée est maximum de même que le moment d'inertie de la palplanche.

2° On augmente suffisamment la fiche de manière à réaliser l'encastrement partiel. Ce procédé permet de réduire le moment en travée, d'où un profil de palplanches plus économique.

Dans ces conditions on peut définir un coefficient d'utilisation de la palplanche que l'on pose égal à  $K = \text{longueur palplanche} \times \sqrt{\text{moment max.}}$ .

Ce facteur est sensiblement le même dans les deux éventualités. Apparemment il n'y a pas lieu de préférer l'une de ces méthodes.

Cependant on s'efforcera généralement de réaliser l'encastrement partiel. En effet, la réaction d'appui en tête est moindre, ce qui amène une économie dans les ancrages ou les étançons. Un second avantage réside dans une plus grande sécurité que lorsque la palplanche est battue au minimum requis par l'hypothèse du 1°, où le coefficient de sécurité contre la poussée au vide est voisin de l'unité, alors que le coefficient de sécurité de l'acier des palplanches est 3 ou plus. Cette dernière éventualité serait d'autant plus dangereuse dans le cas d'une sous-estimation de la poussée ou d'une surestimation de la butée, le coefficient de sécurité étant alors inférieur à l'unité.

### 3. Calcul du rideau de palplanches par la méthode analytique.

#### Poutre de remplacement.

On s'impose la réalisation de l'encastrement partiel du pied. L'encastrement parfait serait obtenu en donnant une grande fiche à la palplanche, ce qui correspond aux cas [a] et [b] de la figure 20. Tel procédé serait anti-économique. On s'efforce de raccourcir la fiche en utilisant la pression résistante au maximum, ce qui avait été fait dans l'étude du rideau libre en tête. On admet ainsi un déplacement du pied de la palplanche et un encastrement partiel.

Dans l'étude du rideau libre, nous avons une seule inconnue à lever : la fiche, ou ce qui revient au même, la quantité  $t$ . Nous disposons pour cela d'une équation de moment et d'une équation d'équilibre de translation qui nous permettraient de déterminer les segments  $z$  et  $t_0$ . Ici nous avons une inconnue supplémentaire qui est

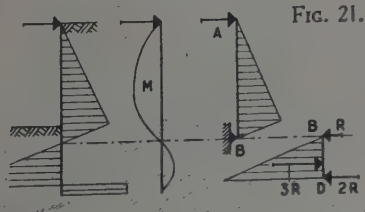


Fig. 21.

la réaction  $T$  de l'appui en tête, tout en disposant uniquement des deux équations précitées. Il est nécessaire de se fixer une condition supplémentaire. Ce sera la position du point de moment nul. Pour cela on fait appel à la propriété mise en évidence par le docteur BLUM, à savoir que le point de pression nulle est très voisin du point de moment nul (fig. 21). Ceci n'est plus vérifié avec la loi modifiée des pressions et la fiche calculée sur cette base serait trop courte. Cette erreur ne dépasserait toutefois pas 5 %. On emploiera donc l'hypothèse de Blum avec la loi modifiée des pressions. L'erreur sera corrigée par le choix du coefficient de sécurité  $S$ .

Le calcul analytique du rideau appuyé en tête se ramène à l'étude des deux tronçons AB et BD considérés comme poutres isostatiques. Ce sont les « poutres de remplacement ».

On suppose comme précédemment que la butée à droite est concentrée au point D (fig. 22).

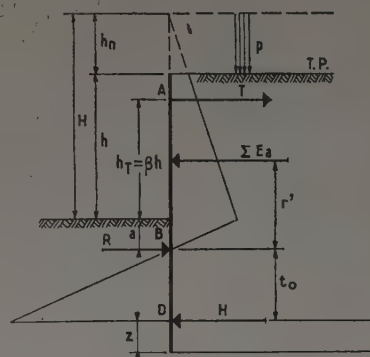


Fig. 22.

Les étapes du calcul sont les suivantes :

1° Tracé du diagramme des pressions : loi classique ou modifiée suivant le but à atteindre (voir conclusions). Le coefficient de sécurité adopté détermine le diagramme des pressions le long de la fiche et la distance  $a$ .

Il est défini comme dans l'étude du rideau libre par le rapport  $S = \frac{2\lambda_p}{n\lambda_p} = \frac{2}{n}$ . Son choix est conditionné par les mêmes facteurs que précédemment. Les exigences de la stabilité et surtout de la sécurité à la déformation étant moins impérieuses du fait de la présence de l'appui de tête, on adoptera un coefficient de sécurité compris entre 1,3 et 1 si  $\psi > 25^\circ$  et voisin de 1,6 si  $\psi < 25^\circ$ .

2° Calcul de la réaction en tête par l'équilibre de rotation autour de B de la poutre de remplacement AB :  $T(h_T + a) = \Sigma E a r'$ .

3° Calcul de la réaction fictive  $R$  par l'équilibre de translation de la poutre de remplacement AB :  $R = \Sigma E a - T$ .

4° Calcul de la profondeur  $t_0$  par l'équation  $\lambda_c \gamma \frac{t_0^2}{2} = 3R$  exprimant que la surface du triangle des pressions résistances à gauche vaut la somme des réactions en B et D, c'est-à-dire  $3R$ .

5° Calcul de la profondeur  $z$  telle que le rectangle des pressions résistantes à droite ait une résultante  $H$  égale à  $2R$ .

Généralement on s'en dispense et on admet que  $z = 0,2t_0$ .



6° Contrôle de la fiche totale  $f = a + t_0 + 0,2t_0$  à la condition du renard.

7° Calcul du moment maximum par une équation de moment autour du point d'effort tranchant nul de la travée AB. Vérifier si le moment maximum entre B et D est bien inférieur au précédent.

Dans le cas d'un terrain sec avec emploi de la loi classique des pressions, les équations précédentes deviennent :

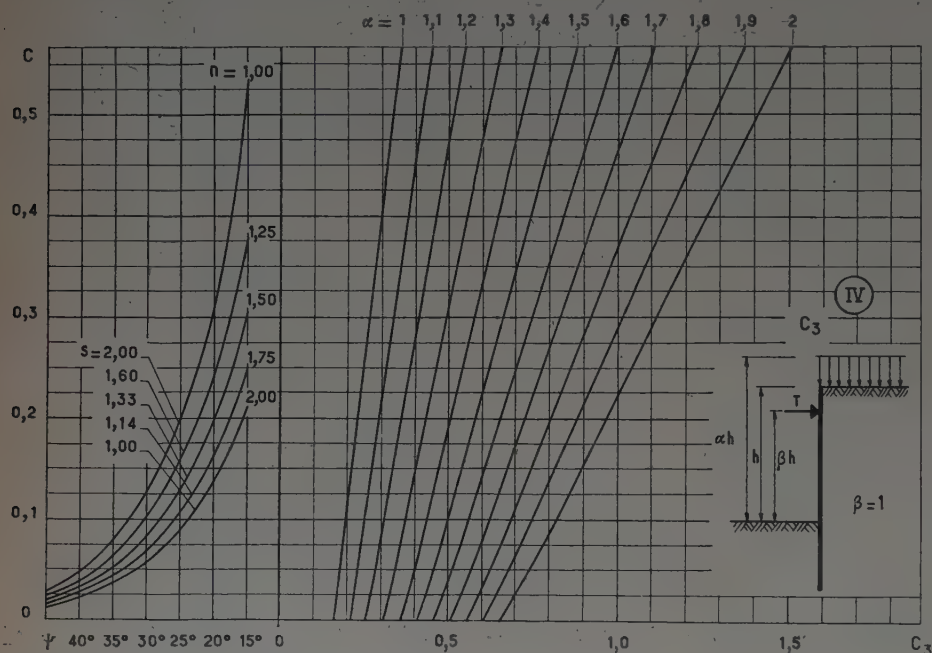
$$T = \lambda_a \gamma t c_3 h^2 \text{ en t/m}^2 \text{ de rideau} \quad \text{où} \quad c_3 = f(\alpha, \beta, C)$$

avec

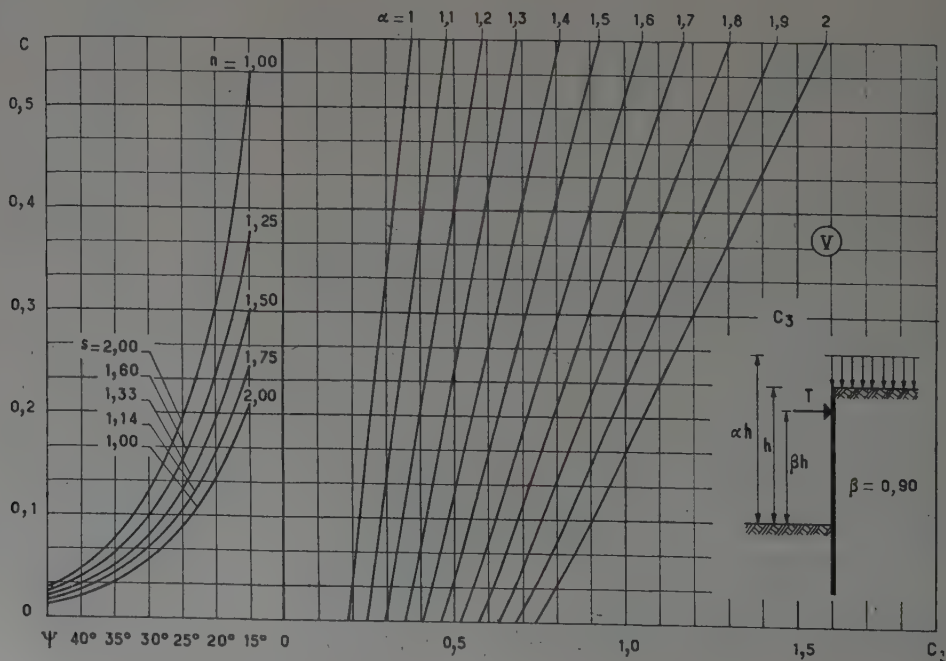
$$\alpha = \frac{H}{h}, \quad \beta = \frac{h_T}{h} \quad \text{et} \quad C = \frac{\lambda_a}{\lambda_c} = f(\psi, S).$$

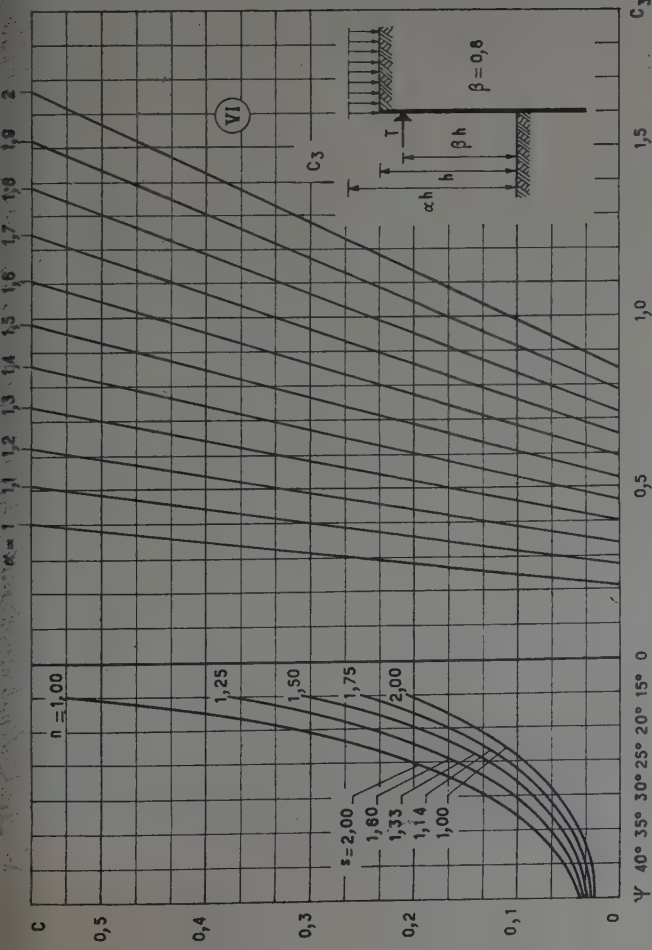
Le coefficient  $c_3$  est fourni par les abaques IV à IX.

D'autre part :  $R = \lambda_a \gamma t (c_4 - c_3) h^2$  en t/m<sup>2</sup> de rideau où  $c_4 = f(\alpha, C)$ ,  $c_3$  ayant été calculé précédemment.

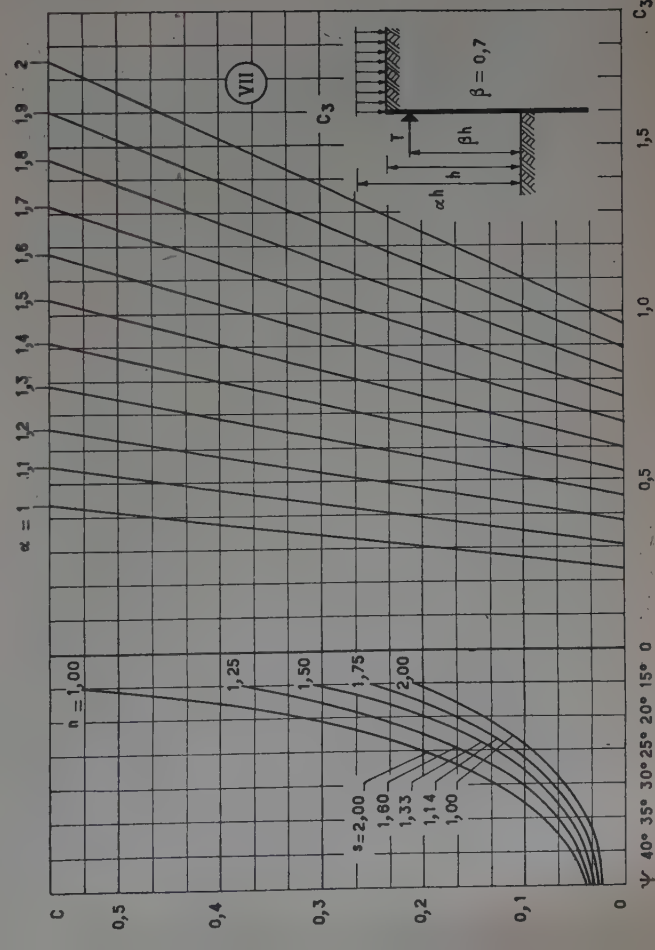


ABaque V.

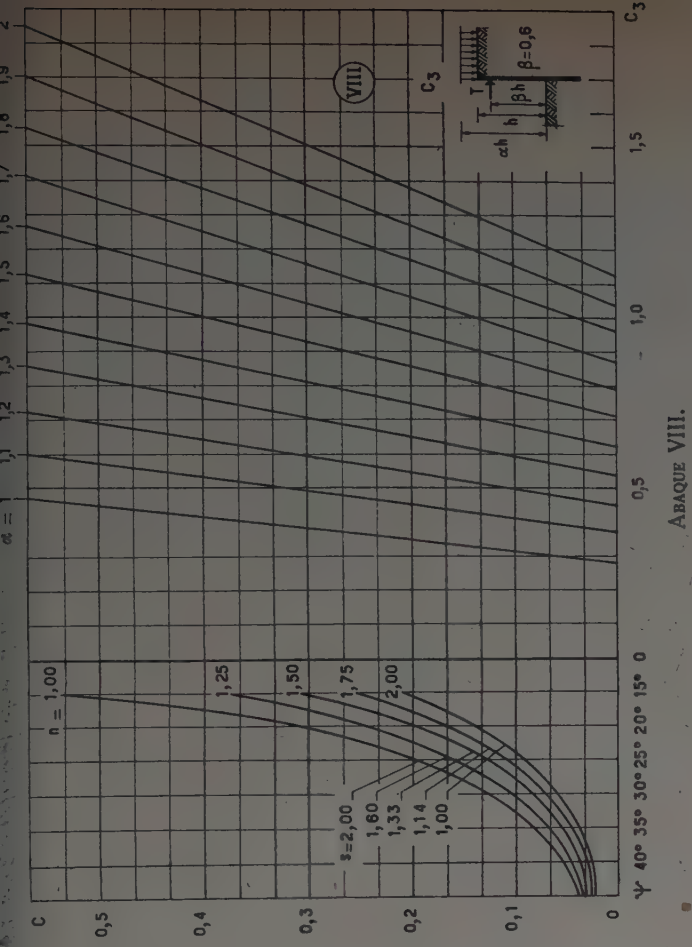




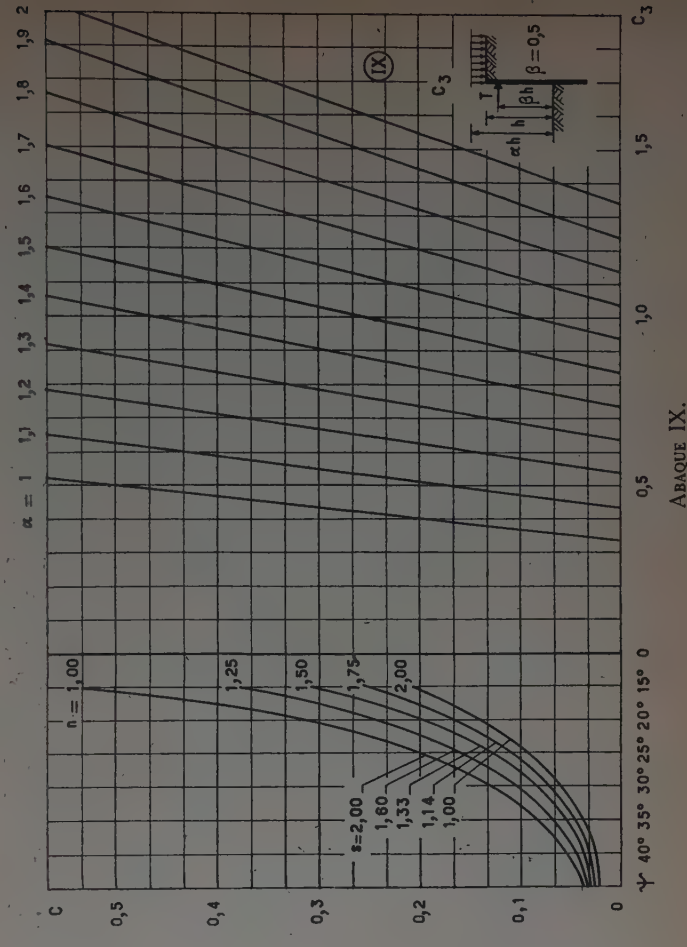
ABaque VI.



ABaque VII.

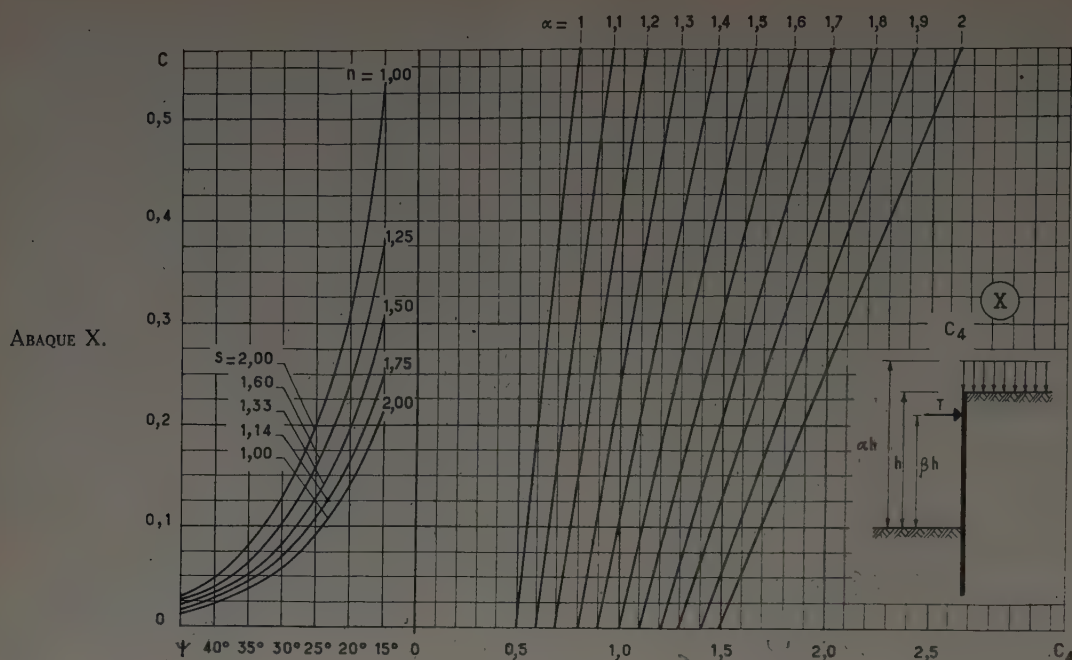


ABaque VIII.



ABaque IX.





Le coefficient  $c_4$  est fourni par l'abaque X. La profondeur  $t_0$  est donnée par la formule  $t_0 = h \sqrt{6C(c_4 - c_3)}$  d'où la fiche totale :  $f = a + 1,2t_0$ .

Le moment maximum se calcule par la méthode générale.

#### 8° Exemple numérique I.

On se propose de calculer le rideau schématisé à la figure 23 dans deux hypothèses de sécurité.

On a ici :

$$\beta = \frac{2,8}{1,20 + 2,80} = 0,70.$$

$\alpha = 1$  (pas de surcharge sur le terre-plein).

On adopte la répartition triangulaire des pressions.

a) Premier cas :  $S = 1$ .

Calcul de la réaction en tête

$$T = h^2 \lambda_a \gamma t c_3$$

avec

$$h = 4,00 \text{ m}, \quad \lambda_a = 0,271, \quad \gamma t = 1,7 \text{ t/m}^3.$$

D'après l'abaque VII, on obtient

$$c_3 = 0,244 \quad T = 4^3 \times 0,271 \times 1,7 \times 0,244 = 1,8 \text{ t.}$$

Calcul de la profondeur

$$t_0 = h \sqrt{6C(c_4 - c_3)} \\ h = 4,00 \text{ m} \quad C = 0,04 \quad c_3 = 0,244.$$

D'après l'abaque X, on obtient  $c_4 = 0,51$

$$t_0 = 4 \sqrt{6 \times 0,04 (0,51 - 0,244)} = 4 \times 0,255 = 1,02 \text{ m,}$$

d'où la fiche totale :

$$a + t_0 + 0,2t_0 = 1,38 \text{ m.}$$

Le moment maximum se produit en un point situé à 1,66 m sous le niveau de l'appui de tête. Il vaut 1,3 tm.

b) Deuxième cas :  $S = 2$ .

La réaction en tête, avec  $c_3 = 0,267$  (abaque VII), vaut

$$T = 4^3 \times 0,271 \times 1,7 \times 0,267 = 1,98 \text{ t.}$$

La profondeur  $t_0$  vaut, avec  $C = 0,08$  et  $c_4 = 0,525$

$$t_0 = 4 \sqrt{6 \times 0,08 \times (0,525 - 0,267)} = 4 \times 0,35 = 1,40 \text{ m,}$$

d'où la fiche totale :

$$a + t_0 + 0,2t_0 = 2,00 \text{ m.}$$

Le moment maximum se produit en un point situé à 1,72 m sous le niveau de l'appui de tête. Il vaut 1,47 tm.

A de telles caractéristiques du rideau correspond une sécurité  $S = 3$  par la méthode du professeur MAGNEL. Ceci montre une fois de plus que les coefficients de sécurité des deux méthodes ne peuvent être comparés. Cela est dû aux manières bien distinctes de les définir.

#### 9° Exemple numérique II.

On se propose de calculer le rideau ayant fait l'objet de l'exercice précédent en adoptant la loi modifiée des pressions. Le calcul sera effectué pour deux hypothèses de sécurité :

$S = 1$  correspondant à un coefficient de butée  $n\lambda_p = 2\lambda_p \quad n = 2;$

$S = 2$  correspondant à un coefficient de butée  $n\lambda_p = \lambda_p \quad n = 1.$

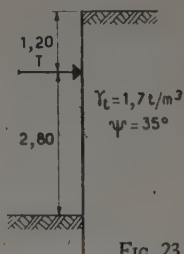


FIG. 23.

α) Premier cas :  $S = 1$ .

Le diagramme des pressions actives est déterminé par les valeurs (fig. 24) :

$$e_1 = 1\,885 \text{ kg/m}^2; \quad e_2 = 1\,840 \text{ kg/m}^2.$$

On trouve  $a = 0,15 \text{ m}$ .

L'étude de la poutre OAB appuyée en A et B donne :

$$T = 3,95 \text{ t} \\ R = 1,70 \text{ t}$$

Le moment maximum dans la travée A-B vaut 1 tm et se produit à 1,84 m sous le niveau de l'appui de tête.

On trouve

Fig. 24.

$$i_0 = \sqrt{\frac{6R}{\lambda_0 \gamma t}} \quad \text{avec} \quad R = 1,70 \text{ t}, \quad \gamma t = 1,7 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda_0 = 2\lambda_p - \lambda_a = 7,13.$$

D'où  $i_0 = 0,95 \text{ m}$  et la fiche de la palplanche :  $a + i_0 + 0,2t_0 = 1,29 \text{ m}$ .

β) Deuxième cas :  $S = 2$ .

Le diagramme de poussée est caractérisé par les mêmes valeurs de  $e_1$  et  $e_2$ . Le fait de n'utiliser que la moitié de la butée utilisable estimée à  $2\lambda_p$  se traduit dans la valeur de  $a$  qui vaut ici 0,29 m.

On obtient ici :  $T = 4,03 \text{ t}$  et  $R = 1,767 \text{ t}$ .

Le moment maximum dans la travée AB vaut 1,12 tm et se produit à 1,89 m sous le niveau de l'appui de tête.

Avec  $\lambda_c = \lambda_p - \lambda_a$  on trouve  $t_0 = 1,35 \text{ m}$  et la fiche de la palplanche vaut

$$a + t_0 + 0,20t_0 = 0,29 + 1,35 + 0,27 = 1,91 \text{ m}.$$

Nous n'avons pas fait mention dans ce qui précède du moment au droit de l'appui A. Si, dans le cas présent, il est relativement important (0,93 tm dans les deux hypothèses), cela est dû à la position de l'appui de tête qui se trouve placé à un niveau relativement bas. Nous emploierons toujours le moment en travée comme terme de comparaison entre les sollicitations d'un rideau étudié par différentes méthodes.

#### 4. Calcul du rideau de palplanches par la méthode graphique.

La méthode se prête particulièrement bien à l'étude du rideau appuyé en tête. Le principe de la division des diagrammes de charge en zones élémentaires dont on prend la résultante, permet de considérer des lois de pression assez compliquées dont l'utilisation par la méthode algébrique eût été très difficile. Ceci vise tout spécialement la distribution envisagée à la figure 19 [b].

La méthode graphique est d'un maniement très aisé dans la recherche de la déformée, qui sera obtenue par la méthode des poids fictifs à partir du diagramme des moments fléchissants. Rappelons que le diagramme des poids fictifs est celui des moments divisé par  $EI$  d'où

$p_x = \frac{M_x}{EI}$  en une section  $x$ . Si l'on recherche les conditions d'encastrement de la palplanche dans le sol, l'allure seule de la déformée est intéressante. Par conséquent, la connaissance du moment d'inertie  $I$  n'est pas nécessaire, de même que celle du module d'élasticité. Cela permet une ordonnance logique du calcul d'établissement du rideau par le choix du profil de palplanche à partir des résultats fournis par le calcul statique. De plus, la méthode graphique permet une étude facile de l'influence des variations de la fiche et du niveau de l'appui en tête. Le polygone funiculaire étant tracé une fois pour toutes pour une longueur de fiche suffisante, il suffit de jouer sur la ligne de fermeture pour obtenir tous les cas sur une même épure.

Les cas du rideau simplement buté au pied et du rideau partiellement buté au pied et doublement appuyé ne présentent qu'un intérêt restreint.

Le rideau partiellement ou totalement encastré au pied est généralement adopté en pratique lorsque les conditions de battage en permettent la réalisation. C'est d'ailleurs le cas envisagé lors de l'étude algébrique précédente.

L'encastrement total du rideau est caractérisé par la condition géométrique que la tangente à la ligne élastique en son extrémité inférieure soit verticale et passe par le sommet du rideau. Pour s'en tenir aux règles de la statique graphique, on aurait dû imposer à cette tangente le passage par le point d'attache du tirant ou le point d'appui de l'étaçon. La première manière de procéder est cependant plus rationnelle car elle permet de tenir compte d'une déformation de l'appui de tête.

A partir de la profondeur donnée par la condition précédente, tout prolongement de palplanche est inutile.

Mais une telle fiche est déjà surabondante car on peut admettre un certain déplacement du pied sous le massif utilisant la totalité de la pression résistante possible à ce niveau. Ceci se traduit par la condition que la tangente à la ligne élastique au pied soit verticale et passe par la tête du rideau.

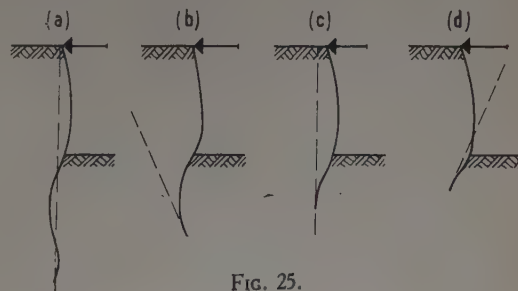


Fig. 25.

A la figure 25 on a représenté les différents cas possibles :

- [a] Fiche infinie : tangente verticale;
- [b] Fiche surabondante : tangente inclinée vers le massif;
- [c] Fiche optimum : tangente verticale;
- [d] Fiche insuffisante : tangente inclinée vers la fouille.

Dans la disposition figurée ci-dessus la condition de passage par la tête du rideau ne peut être respectée puisque l'appui élastique est lui-même en tête.





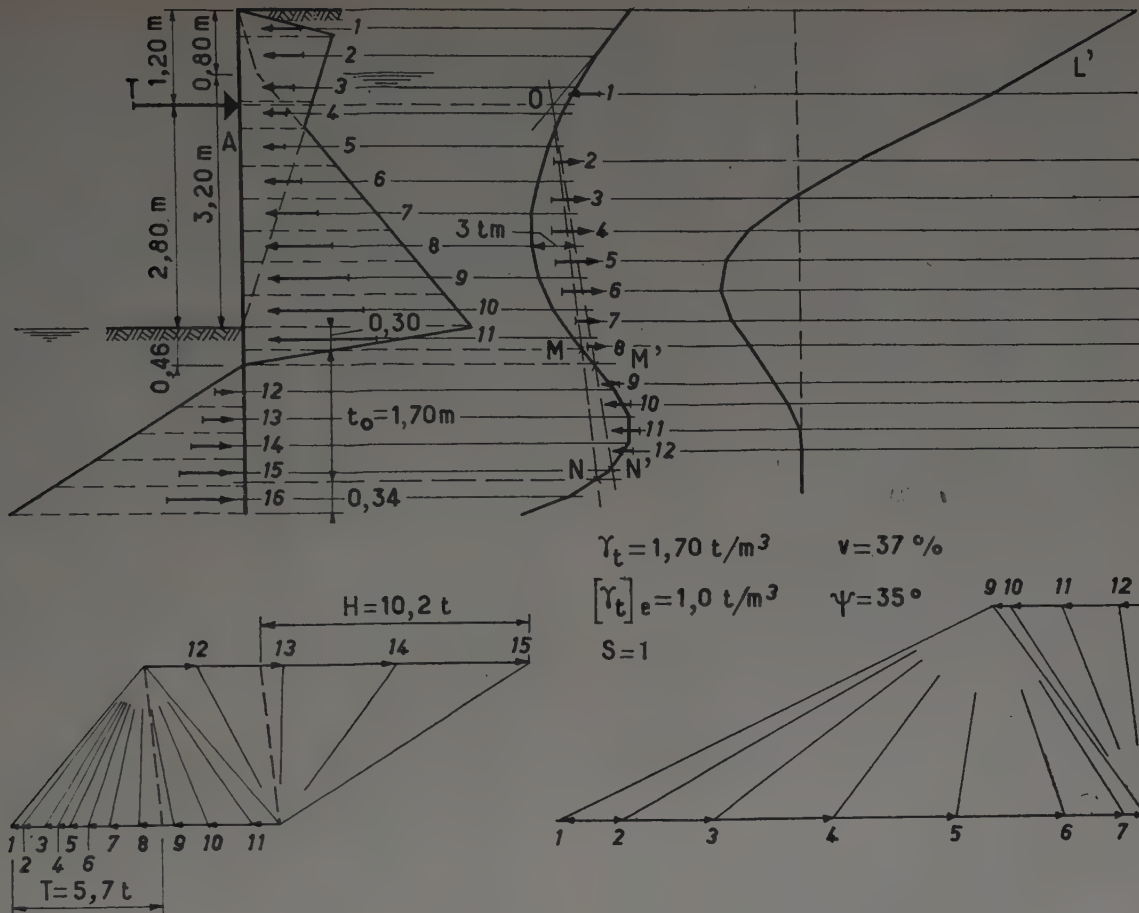


Fig. 27.

permis d'obtenir la déformée  $L'$ . Cette déformée marque l'insuffisance de la fiche. Dans ce cas, la concordance des deux points particuliers cités ci-dessus n'entraîne plus la réalisation de l'encastrement optimum dans le sol. Il faudra procéder par tâtonnement. C'est pour la ligne de fermeture OMN que la déformée  $L$  répondra aux exigences de l'encastrement au pied.

Dans le but d'éviter de surcharger le tracé graphique, nous donnons uniquement la ligne optimum OMN à laquelle correspondent :

$$M_{\max} = 3,00 \text{ tm} \quad T = 5,7 \text{ t} \quad \text{fiche} = 0,30 + 1,70 + 0,34 = 2,34 \text{ m.}$$

En comparant ces résultats à ceux obtenus à l'exemple I on constate :

1° La fiche nécessaire est réduite à 2,34 m contre 2,77 m dans l'hypothèse de la loi linéaire des pressions.

2° Le moment maximum est réduit de 21 % : 3 tm contre 3,80 tm.

3° La réaction d'appui  $T$  passe à 5,7 t contre 4,2 t soit un renforcement de 36 %.

Ainsi la loi modifiée des pressions conduit à une augmentation des efforts dans les étançons ou tirants d'ancrage. Le soulagement constaté dans le rideau est particulier au cas étudié. Si l'étançon était placé en tête du rideau, le supplément de pression introduit par la loi modifiée amènerait une augmentation du moment fléchissant en travée.

## 5. Conclusions.

Quelle est la méthode à choisir pour l'établissement d'un projet ? En se basant sur les résultats obtenus lors de l'étude de nombreux rideaux, on peut formuler les recommandations suivantes :

a) Emploi de la loi classique des pressions lorsque les caractéristiques du rideau sont seules demandées.

En cas de terrain sec on utilise les abaques IV à X construits par la méthode analytique.

En cas de terrain aquifère ou non homogène, on utilise la méthode analytique ou de préférence la méthode graphique.

b) Emploi de la loi modifiée des pressions lorsque les caractéristiques du rideau et la réaction en tête sont demandées.

Les deux méthodes sont applicables mais la méthode graphique est d'un emploi plus aisé. Elle conduit d'ailleurs à plus d'exactitude et à une fiche légèrement inférieure à celle trouvée par la méthode analytique et cela pour une sécurité égale.

c) Emploi de la loi modifiée des pressions concurremment avec les abaques établis pour la loi classique dans le cas d'un avant-projet de rideau établi en terrain sec. On admet que le supplément de pression en tête introduit par la loi modifiée s'ajoute intégralement à la réaction  $T$  déduite des abaques. On peut adopter sans réserve la fiche donnée par ces abaques. Le moment maximum est calculé en tenant compte de la loi modifiée.



CHAPITRE IV

RIDEAU A APPUIS MULTIPLES

1. Généralités.

Les considérations générales développées au chapitre I restent applicables pour le rideau appuyé à plusieurs niveaux. Les buts à atteindre sont toujours les mêmes, c'est-à-dire dimensionner les palplanches et les étançons de manière à satisfaire aux conditions de sécurité et d'économie.

Il est un facteur qui exerce une influence considérable sur la répartition des efforts : c'est la méthode de construction de l'excavation. Les palplanches étant battues, on commence à creuser la fouille jusqu'à un niveau inférieur à celui prévu pour l'étançon 1 (fig. 28). Celui-ci est alors placé et calé. Le creusement continue de manière à permettre le placement de l'étançon 2. On continue ainsi de proche en proche jusqu'à ce qu'on ait atteint la profondeur désirée.

Une constatation importante est qu'une partie des déformations à un niveau donné se produisent avant que l'excavation atteigne cette profondeur. Ces déformations ne peuvent évidemment être prévenues par l'usage des étançons.

D'autre part, il est connu, depuis TERZAGHI et depuis les mesures effectuées par le docteur-ingénieur SPILKER sur un chantier du Métropolitain de Berlin, que les charges sollicitant les étançons de tête sont supérieures à celles obtenues par la méthode de calcul en faveur il y a une vingtaine d'années. Dans cette méthode, on admettait la répartition triangulaire des pressions et on considérait le rideau comme articulé au droit des appuis, les tronçons ainsi déterminés constituant des poutres isostatiques.

De plus, les mesures ont montré que l'on était conduit à surestimer les charges appliquées aux étançons inférieurs.

Comment expliquer les résultats expérimentaux ? En raison de la grande hyperstaticité du cas, plusieurs éventualités sont à envisager :

1° L'hypothèse consistant à tronçonner le rideau en poutres isostatiques est inacceptable et il y a lieu de tenir compte de la continuité de la palplanche.

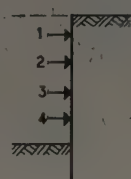


FIG. 28.

2° La loi des pressions s'écarte de la loi triangulaire, tandis que l'hypothèse consistant à considérer le rideau comme composé d'une succession de poutres isostatiques reste acceptable.

3° La continuité de la palplanche doit être prise en considération et la loi des pressions est différente de celle de Coulomb.

Pour illustrer les considérations précédentes, nous donnons ci-dessous quelques valeurs obtenues par SPILKER par mesure directe sur les étançons [a] (fig. 29 et tableau A) et par calcul suivant la méthode primitive [b] (segments isostatiques et loi triangulaire). En adoptant la deuxième éventualité, SPILKER a été conduit à une loi des pressions représentée à la figure 29.

D'autre part, des mesures, répétées au fur et à mesure de la progression des fouilles, ont permis de constater que les efforts augmentent dans tous les étançons au fur et à mesure du creusement. Jusqu'à présent, il est difficile de donner une explication générale de ce phénomène car les expériences ont été conduites uniquement dans des sols cohérents.

Quant au calage des étançons, il introduit des efforts dans ces derniers avant que la pression des terres ait pu agir. En ce qui concerne l'effet de ces forces, il y a deux possibilités : soit que ces forces transforment uniquement l'intensité des pressions sur les blindages conformément aux changements des réactions d'appui d'une poutre continue sur appuis élastiques ; soit que le calage provoque un renforcement local de la pression des terres au-delà de la pression active.

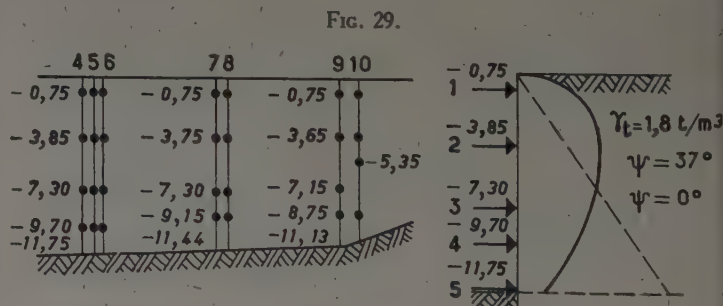


TABLEAU A.

STATION	4		5		6		7		8		9		10		Efforts en tonnes
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
1....						2,1		2,0				1,9		1,9	
2....	10,0	8,9	12,0	8,9	14,5	8,5	13,7	8,8	10,3	8,8	12,0	8,4	12,2	5,1	
3....	14,0	13,8	13,0	13,8	13,5	13,8	14,0	12,4	14,0	12,4	10,3	11,3	10,9	10,3	
4....	7,0	14,6	8,0	14,6	8,0	14,6	8,0	14,0	6,0	13,1	10,0	12,2	10,0	14,9	

La première de ces hypothèses s'accommode très bien d'une loi triangulaire tandis que la seconde exige une loi différente.

Une répartition de pression s'écartant du triangle de Rankine peut traduire le renforcement local des pressions sous l'effet du calage. Elle peut surtout tenir compte de l'entrée en jeu de la continuité de la palplanche ainsi qu'il le sera mis en évidence au paragraphe suivant.

Il est d'ailleurs prouvé que le calage ne peut être considéré comme l'unique responsable de la non-linéarité de la loi des pressions ainsi que l'ont montré des mesures conduites sur des étançons non calés, les terres ayant été remblayées derrière la paroi de soutènement dès que celle-ci fut construite.

Les constatations précédentes nous amènent à chercher l'élément déterminant pour la forme des lois de pression dans la continuité verticale des palplanches.

## 2. Calcul du rideau de palplanches.

L'étude des rideaux de palplanches étançonnés à plusieurs niveaux est dominée par les deux faits suivants :

a) La palplanche ne se décompose pas en sections, mais repose, en tant que support continu, sur tous les blindages et est, en outre, plus ou moins encastrée dans le sol.

b) Il y a lieu de tenir compte des phases d'exécution car les parties supérieures du rideau sont déjà chargées en cours de creusement et subissent donc une déformation élastique.

Nous examinons ci-dessous les différentes théories élaborées en vue d'expliquer la répartition des efforts sur les étançons ainsi que les perfectionnements que nous proposons d'y apporter.

### a) Méthode du *Regierungsbaurat Niebuhr*.

Ainsi qu'il a été rappelé précédemment, le processus d'exécution est le suivant : l'excavation est creusée jusque 0,50 m sous le niveau de l'étaçon (1) pour permettre le placement de ce dernier (fig. 30). Après cette opération, le creusement continue jusqu'en-dessous du niveau (2).

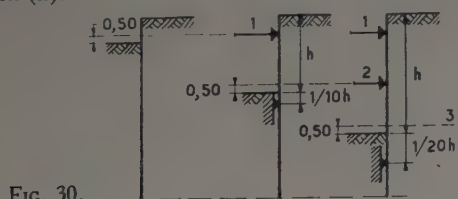


Fig. 30.

A ce moment, l'étaçon (1) est sollicité à son maximum. Il subit avec la paroi des déformations élastiques qui ne seront que faiblement résorbées au cours des étapes successives de la construction tandis que la charge de l'étaçon (1) ne changera plus de manière appréciable en cours de travaux. Suivent le placement de l'étaçon (2) et le creusement jusqu'à un niveau permettant le placement de (3).

La charge en (2) est obtenue en exprimant l'équilibre de rotation autour du point de moment nul que l'on admet, avec BRENNKE-LOHMEYER, être situé à une profondeur égale à  $\frac{1}{20}h$  en dessous du fond de la fouille.

Les charges dans les étançons (3) et (4) sont calculées de la même manière.

La loi des pressions adoptée dans cette méthode est la loi de Rankine. Le rideau ayant fait l'objet de l'étude expérimentale du docteur SPILKER a été calculé par la méthode Niebuhr. La comparaison entre les valeurs calculées et celles relevées expérimentalement est figurée au tableau suivant.

STATION	ÉTANÇONS	MESURÉ en t	CALCULÉ en t	DIFFÉRENCE en t
4, 5, 6	1	(7,5)	3,3	(-4,2)
	2	12,1	11,2	-0,9
	3	13,6	15,4	+1,8
	4	7,7	11,4	+3,7
7, 8	1	—	3,2	—
	2	12,1	11,0	-1,1
	3	14,0	13,4	-0,6
	4	7,0	10,8	+3,8
9, 10	1	—	3,0	—
	2	12,1	10,6	-1,5
	3	10,6	12,0	+1,4
	4	10,0	10,2	+0,2

Les différences constatées sont appréciables en ce qui concerne les étançons extrêmes.

Aux étançons supérieurs (1), le calage des pièces et surtout la continuité de la palplanche sont manifestement entrés en jeu. Les charges calculées à partir de la loi de Rankine sont sensiblement plus petites que celles mesurées directement.

Aux étançons inférieurs (4), les écarts sont moindres, bien que restant hors des limites de tolérance permises par les hypothèses de calcul et par la technique expérimentale.

Dans le but d'améliorer la concordance avec les résultats expérimentaux, nous avons repris le calcul en adoptant la loi de Rankine corrigée à sa partie supérieure par un diagramme complémentaire analogue à celui utilisé dans l'étude du rideau simplement appuyé en tête (fig. 31). On a trouvé ainsi un effort de 6,85 t dans les étançons supérieurs (1) des stations 4, 5, 6 soit un écart de 0,65 t avec la valeur expérimentale.

Pour les autres étançons, nos valeurs s'écartent très peu de celles calculées par Niebuhr.

Cette amélioration apportée à la méthode de Niebuhr constitue un progrès. Cependant, le perfectionnement n'est pas suffisant, car l'analyse des résultats obtenus permet de faire d'importantes remarques sur le comportement des rideaux de palplanches.

En effet, cette méthode :

1° Suppose que les efforts dans les étançons supérieurs ne varient pas lors de la progression des fouilles.

2° Conduit pour les palplanches à des moments de flexion exagérés.

3° Implique une réaction considérable du sol sur le pied du rideau.

Comme il a été dit, les étançons supérieurs sont chargés au maximum immédiatement avant le placement des étançons inférieurs et la continuation du creusement. Le rideau apparaît comme une poutre continue dont les travées seraient chargées successivement. Toute charge appliquée à une travée entraîne un soulagement de la travée supérieure adjacente. Cette décharge signifie un déplacement du rideau vers le sol et le développement de pressions supérieures. Cette relaxation de la pal-

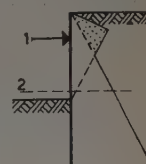


Fig. 31.



planche peut-elle se produire et la continuité de la palplanche est-elle une réalité physique ?

Pour s'en convaincre, on fera le raisonnement suivant : considérons la fouille creusée jusqu'à la profondeur maximum admissible, l'étaçon de tête A étant placé (fig. 32). La palplanche s'est déformée. On place le deuxième étaçon B et on terrasse de nouveau. La travée AB va être soulagée par suite du couple introduit en B par la travée sous-jacente.

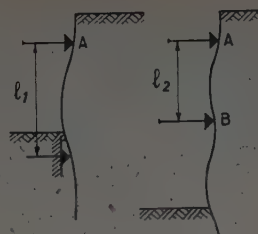


Fig. 32.

Il en résulte un refoulement des terres sur AB.

A cette minime déformation ne peut toutefois pas être associé un franchissement de l'état limite supérieur du sol. Tout au plus, sont développées des pressions supérieures à la pression active.

Il y a plusieurs conclusions très importantes à tirer de ces considérations :

1° L'entrée en jeu de la continuité du rideau est assurée.

2° Elle entraîne un soulagement de certaines travées et de certains étaçons.

3° Ce soulagement ne correspond cependant pas aux efforts que l'on obtiendrait si le rideau était étudié comme poutre continue. Cela est dû au fait que la décharge d'une travée, consécutive à l'introduction d'un moment supplémentaire à son appui inférieur, est accompagnée d'un léger renforcement de la charge appliquée à cette même travée.

#### b) Méthode de M. A. Caquot.

L'idée directrice de ce procédé est d'utiliser au maximum la palplanche et les étaçons. Il utilise la répartition triangulaire de Rankine.

Soit  $C_1, C_2, C_3 \dots C_n$  les positions des étaçons  $M_1, M_2, M_3 \dots M_n$  les points où entre deux cadres le moment fléchissant est maximum (fig. 33). A ces points M correspond un effort tranchant nul.

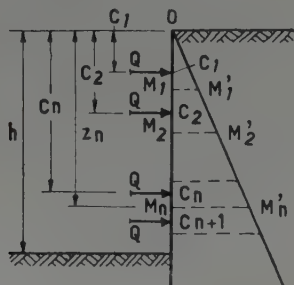


Fig. 33.

On s'impose deux conditions :

1° Que le moment maximum  $M$  permis par le profil de palplanche choisi soit atteint dans chaque travée.

2° Que les étaçons soient tous chargés de façon identique par un effort  $Q$ .

Le moment entre  $C_n$  et  $C_{n+1}$  vaut :

$$M = Q \left( nz - \sum_{i=1}^n c_i \right) - \frac{1}{6} \lambda a \gamma t z^3.$$

Il est maximum pour :

$$z = z_n = \sqrt{\frac{2nQ}{\lambda a \gamma t}}.$$

La réaction  $Q$  du premier étaçon en  $C_1$  vaut la surface du triangle des pressions  $OM_1M'_1$  c'est-à-dire

$$Q = \frac{z_1^2}{2} \lambda a \gamma t.$$

d'où  $z_n = z_1 \sqrt{n}$ . Ainsi se trouvent déterminés les points de moment maximum dès que l'on connaît  $z_1$ . Cette valeur est calculée à partir de la relation

$$M = \frac{1}{3} \lambda a \gamma t \left[ z_1^2 \left( z_1 - \frac{3}{2} c_1 \right) \right]$$

dans laquelle on se fixe  $c_1$  et  $M = M_c$ .

Par transformation algébrique, on calcule :

$$c_n = \frac{2}{3} z_1 [n^{3/2} - (n-1)^{3/2}].$$

Le calcul pratique comporte donc :

1° Le calcul de  $z_1$  à partir de  $c_1$  et de  $M_c$ .

2° Le calcul des  $c_n$  par la formule ci-dessus.

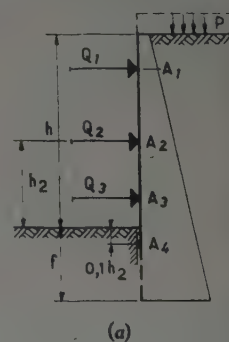
3° Le calcul de  $Q$  à partir de  $Q = \frac{z_1^2}{2} \lambda a \gamma t$ .

#### c) Méthode du professeur Magnel.

Le professeur MAGNEL admet que la pression agissant sur le rideau obéit à la loi linéaire de Rankine. Il néglige le frottement des terres sur la palplanche ( $\psi' = 0$ ) de même que les effets de cohésion.

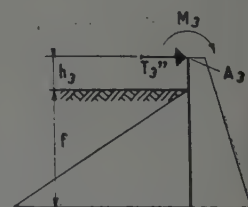
En ce qui concerne la butée, il adopte l'hypothèse de Blum rappelée précédemment (coefficient de butée égal à  $2\lambda p$ ).

Ceci étant posé, il calcule un rideau, tel que celui représenté à la figure 34 a, comme poutre continue appuyée en  $A_1, A_2, A_3, A_4$ . Cette poutre est en somme une poutre de remplacement définie en considérant un appui fictif  $A_4$  situé à la profondeur  $0,10h_3$  égale au dixième de la distance séparant l'avant-dernier étaçon du fond de la fouille. Cette étude nous fournit les valeurs des moments  $M_1, M_2, M_3$  sur les appuis  $A_1, A_2, A_3$  ainsi que les réactions d'appui  $Q_1, Q_2, Q_3$ . On considère ces valeurs comme définitives.



(a)

On isole ensuite la partie de rideau située sous le niveau  $A_3$ . Cela est possible à condition d'appliquer à la coupure  $A_3$  le moment calculé  $M_3$  et l'effort tranchant  $T_3$  agissant immédiatement sous  $A_3$  et qui est intervenu dans le calcul de  $Q_3$  (fig. 34 b). On étudie cette zone comme un rideau à un appui en tête et cela à l'aide des équations classiques d'équilibre. On calcule ainsi le moment maximum



(b)

Fig. 34.

régnant dans la partie basse ainsi que la fiche nécessaire.

A ce stade du calcul tous les moments sont connus ainsi que les efforts finaux dans les étançons. Il est possible de choisir le profil de la palplanche. Quant aux efforts dans les étançons supérieurs, les valeurs obtenues sont des valeurs réduites du fait de la libre entrée en jeu de la continuité du rideau. Les valeurs maxima seront obtenues par l'étude des phases intermédiaires A, B, C (fig. 35).

A titre d'exemple, nous avons traité le cas représenté à la figure 35.

Lors de la phase A on a obtenu  $M_{\max} = 11,95 \text{ tm}$ .

Lors de la phase B on a obtenu une réduction du moment maximum et une valeur de la réaction  $Q_1 = 14,35 \text{ t}$ .

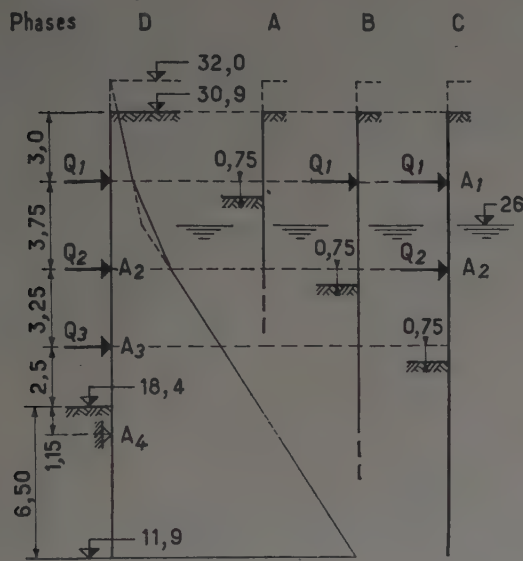


Fig. 35.

Lors de la phase C les moments aux appuis valaient  $M_{A_1} = 4,375 \text{ tm}$  et  $M_{A_2} = 20,956 \text{ tm}$ . Les réactions d'appuis s'élevaient à  $Q_1 = 4,74 \text{ t}$  et  $Q_2 = 36,57 \text{ t}$ .

Lors de la phase définitive D les moments aux appuis valaient :

$$M_{A_1} = 4,375 \text{ tm} \quad M_{A_2} = 3,265 \text{ tm} \quad M_{A_3} = 13,967 \text{ tm}.$$

Le moment dans la partie de palplanche située sous l'appui  $A_3$  s'élevait à 13,163 tm.

Les réactions s'élevaient alors à :

$$Q_1 = 9,463 \text{ t} \quad Q_2 = 14,547 \text{ t} \quad Q_3 = 39,91 \text{ t}.$$

L'étançonnage a été calculé :

pour  $Q_1 = 14,35 \text{ t}$  donné par la phase B;  
pour  $Q_2 = 36,57 \text{ t}$  donné par la phase C;  
pour  $Q_3 = 39,91 \text{ t}$  donné par la phase D.

Ici apparaît l'influence considérable de la continuité qui peut amener des écarts très conséquents dans les réactions sur les étançons. Citons le cas de l'étançon  $A_1$  sur lequel l'effort qui s'exerce passe successivement de 14,35 t à 4,74 t puis à 9,463 t.

EN CONCLUSION : cette méthode présente le grand avantage de tenir compte de la continuité du rideau ainsi que des conditions d'appui dans le sol. Elle a l'inconvénient d'admettre le libre développement des effets de continuité, ce qui, dans l'exemple précédent, implique une réduction de l'effort  $Q_1$  de 14,35 t à 4,74 t dans la phase C. Comme nous l'avons signalé précédemment, ce soulagement est certain mais d'amplitude moindre, par suite du refolement des terres impliquant un accroissement de pression au-delà de la pression active. De plus, il serait prudent de prendre en considération le renforcement de pression consécutif au calage des étançons supérieurs.

En ce qui concerne l'utilisation de l'hypothèse de Blum pour l'estimation de la butée au pied du rideau, elle est sujette à caution ainsi qu'il a été montré lors de l'étude des rideaux simples et simplement appuyés en tête. Il nous paraît intéressant d'introduire le coefficient de contrebutée  $\lambda_c = n\lambda_p - \lambda_a$  dans lequel on tient compte de la sécurité  $S = \frac{2}{n}$  souhaitable en raison des conditions de stabilité et de déformabilité imposées.

### 3. Loi des pressions.

En pratique, il est très difficile de traduire mathématiquement les phénomènes mis en évidence au cours des paragraphes précédents. Pour sortir de cette impasse, nous avons fait les deux hypothèses suivantes :

a) On admet le libre développement de la continuité.

b) On choisit une loi des pressions qui, employée avec l'hypothèse de la continuité, rétablisse la concordance entre les valeurs calculées et les valeurs relevées expérimentalement.

C'est sur ces bases que l'on propose la répartition représentée à la figure 36 (massif sec) où à la figure 37 (présence d'eau). Le diagramme des pressions actives est limité sur  $0,05h$  par la droite de butée  $\lambda_p$  issue du point  $a$  de la droite  $ad$  correspondant à la théorie classique. Il se raccorde à la droite de poussée  $cd$  par un tronçon rectiligne  $bc$  obtenu en joignant le point  $b$  au point  $a'$  situé au niveau du fond de la fouille sur la verticale du point  $a$ .

A partir du niveau de l'étançon inférieur, on admet que les pressions sont constantes, ce qui se traduit par le segment  $de$ . Le diagramme des pressions résistantes à gauche est pris triangulaire, le coefficient  $n$  compris entre 1 et 2 déterminant la sécurité.

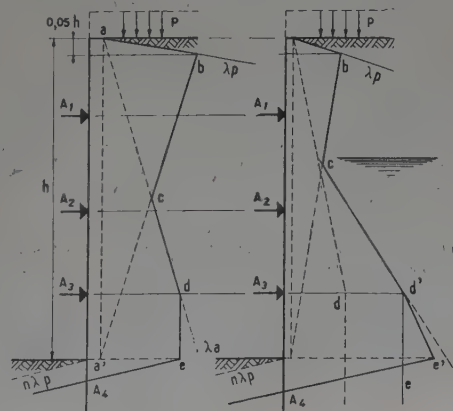


Fig. 36.

Fig. 37.



Le diagramme se complique quelque peu dans le cas d'un terrain partiellement immergé. Dans le cas de la figure 37, la partie *cd* du diagramme des pressions actives est obtenue comme étant la résultante du diagramme des pressions pour la terre immergée augmenté par la pression hydrostatique.

La partie *de* du diagramme située sous le niveau du dernier étauçon n'est plus verticale. Le diagramme *ed'e'* représente en effet la pression hydrostatique s'ajoutant à la pression des terres.

Le diagramme final est limité par la ligne brisée *a, b, c, d', e'*. Quant au diagramme des pressions résistantes à gauche, il reste triangulaire, mais il est réduit par suite de la présence de la nappe aquifère que l'on suppose rabattue jusqu'au niveau inférieur de la fouille.

Le triangle *a, b, c* permet de tenir compte de l'accroissement de pression en tête du rideau. Remarquons que l'inclinaison de la droite *ab* est celle donnée par la théorie de Rankine et non pas celle correspondant à l'utilisation complète de la résistance du sol caractérisée par le coefficient  $n\lambda_p$ . Ceci afin de rester en conformité avec les phénomènes mis en évidence au paragraphe 2, et en particulier avec le développement de pressions supérieures à la pression naturelle mais inférieures à la pression résistante.

Sur ces diagrammes, la loi résultante des pressions le long de la fiche est figurée en traits pleins. La sécurité que l'on s'est imposée (de 1 à 1,3 pour  $\psi > 25^\circ$ , de 1,3 à 1,6 pour  $\psi \leq 25^\circ$ ) a déterminé le diagramme des pressions résistantes à gauche par la relation  $S = \frac{2}{n}$ , d'où  $n$ , d'où le coefficient  $n\lambda_p$ .

#### 4. Calcul du rideau de palplanches par la méthode analytique.

On admet encore que le point de moment nul coïncide avec le point de pression nulle. Ainsi on est ramené à l'étude d'une poutre continue  $A_0A_1A_2A_3A_4$ , la partie basse de la fiche étant étudiée de la même façon que pour le rideau possédant un appui en tête.

La poutre continue est calculée par la méthode des foyers : calcul des rapports focaux, mise en place des droites en croix, calcul des moments aux appuis, calcul des efforts tranchants et réactions d'appui. La réaction sur l'appui fictif, désignée par  $R$ , fournit la

longueur  $t_0$  par la formule  $t_0 = \sqrt{\frac{6R}{\lambda_c \gamma t}}$ , d'où la fiche totale  $f = a + t_0 + 0,2t_0$ .

Pour remédier à la relative complication des calculs, on peut remplacer le diagramme effectif des pressions sur chaque travée par un diagramme rectangulaire de même surface (fig. 38). C'est un diagramme en escaliers qui est à la base de la méthode approchée. Son emploi conduit, par rapport à la méthode exacte utilisant la loi modifiée des pressions, à une surestimation de la sollicitation dans la partie haute et à une sous-estimation dans la partie basse du rideau. Ces écarts n'excèdent pas 5 à 10 %. On en tient compte en majorant dans cette proportion les efforts relatifs à la partie basse.

L'exemple de la figure 35 a été traité par différentes méthodes. Le tableau ci-après (fig. 39) en présente les résultats.

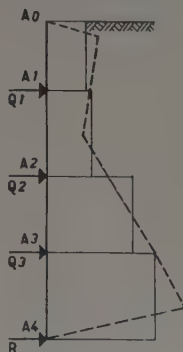
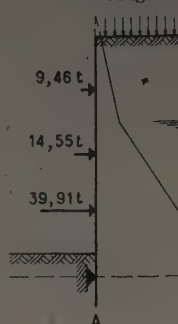


Fig. 38.

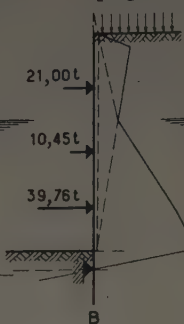
#### LOI CLASSIQUE DES PRESSIONS

##### Méthode du Professeur Magnel



#### LOI MODIFIÉE DES PRESSIONS

##### Méthode proposée



##### Méthode approchée

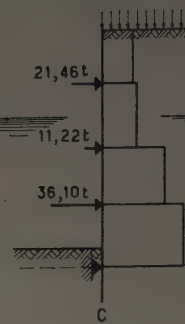


Fig. 39. — Calcul des rideaux de palplanches. Méthodes proposées  
a) Méthode classique; b) Méthode exacte; c) Méthode approchée.

#### LOI CLASSIQUE DES PRESSIONS

##### Méthode du professeur Magnel

$Q_1$  9,46 t  
 $Q_2$  14,55 t  
 $Q_3$  39,91 t

$M_{A_1}$  4,37 tm  
 $M_{A_2}$  3,26 tm  
 $M_{A_3}$  13,97 tm

$F$  6,50 m

$S$  1,84

#### LOI MODIFIÉE DES PRESSIONS

##### Méthode proposée

$Q_1$  21,0 t  
 $Q_2$  10,45 t  
 $Q_3$  39,76 t

$M_{A_1}$  14,27 tm  
 $M_{A_2}$  0,54 tm  
 $M_{A_3}$  13,84 tm

$F$  3,97 m

$S$  1

##### Méthode approchée

$Q_1$  21,46 t  
 $Q_2$  11,22 t  
 $Q_3$  36,10 t

$M_{A_1}$  15,75 tm  
 $M_{A_2}$  0,86 tm  
 $M_{A_3}$  12,61 tm

$F$  4,20 m

$S$  1

De l'examen du tableau précédent se dégagent les remarques suivantes :

1° La loi modifiée des pressions entraîne le renforcement des efforts en tête et le soulagement de la partie centrale mis en lumière par les études expérimentales. L'amplitude de ces corrections est particulière au cas étudié.

2° Les moments maxima fournis par les trois méthodes sont peu différents. Le profil de palplanche sera donc le même.

3° Étant entendu que l'on adopte la loi modifiée des pressions, on emploiera de préférence la méthode approchée en raison de la grande facilité du calcul. Elle conduit à une surestimation de la sollicitation dans la partie haute et à une sous-estimation dans la partie basse du rideau. Ces écarts sont compris entre 5 et 10 %. On tiendra compte de cette remarque en majorant dans cette proportion les efforts relatifs à la partie basse.

En ce qui concerne la fiche, elle est estimée à 3,97 m par la méthode exacte et à 4,20 m par la méthode approchée. L'emploi de cette dernière méthode implique donc un supplément de sécurité. La fiche adoptée doit être contrôlée à la condition du renard lorsqu'on est en présence de terrain immergé. Examinons en dernier lieu la sensibilité de la fiche en fonction de la sécurité adoptée  $S$ . Pour ce faire, reprenons l'exemple traité ci-dessus en adoptant cette fois  $S = 1,35$ . On trouve ici  $f = 5,47$  m contre 4,20 m avec  $S = 1$ . Ceci montre la grande sensibilité de la fiche en fonction de  $S$  et justifie un coefficient de sécurité compris entre 1 et 1,3 pour  $\psi > 25^\circ$  et voisin de 1,6 pour  $\psi < 25^\circ$ . Le choix de cette sécurité sera conditionné par la nature de l'ouvrage, sa durée de service, les conditions locales et surtout par la nature du terrain dont il importe de ne pas surestimer la résistance disponible.

## 5. Calcul du rideau de palplanches par la méthode graphique

La méthode qui vient d'être exposée suppose que la position et le nombre des étançons sont connus. Comment procéder lorsque l'on est libre quant au choix de ces facteurs ? Il faut alors faire appel à la *méthode graphique* dont la phase préparatoire consiste dans le tracé de la loi des pressions, la décomposition en tranches, la recherche des résultantes partielles, la construction du polygone des forces et du polygone funiculaire. Ceci pour le tronçon de palplanche situé au-dessus du point de pression nulle considéré comme point de moment nul et par conséquent comme point d'appui fictif.

A ce stade de l'étude, diverses hypothèses peuvent être envisagées :

a) On demande de choisir le nombre et la position des étançons de manière que ceux-ci soient chargés de manière identique et à raison de  $Q$  tonnes.

b) On demande de choisir le nombre et la position des étançons de manière à utiliser au maximum un profil de palplanche de moment résistant donné.

Dans le premier cas, les réactions  $Q$  sont données sur le polygone des forces, d'où les rayons polaires correspondants, d'où la direction des côtés de fermeture du polygone funiculaire.

Sur l'exemple traité à la figure 40 on a dessiné la ligne de fermeture de manière à développer au plus dans la palplanche un moment de 30 tm, ce qui fournit la position des points  $A_1, A_2, A_3$  (cas I).

Si l'on juge ce moment trop élevé, on prend un côté de fermeture  $b'c'$  parallèle au côté  $bc$ , d'où le transport des appuis  $A_1$  et  $A_2$  en  $A'_1$  et  $A'_2$  (cas II). Comme on le voit, cette méthode possède une grande qualité : la possibilité de choisir, parmi de nombreuses dispositions éventuelles, celle assurant la sollicitation minimum de la palplanche.

Dans le deuxième cas, on trace la ligne de fermeture du polygone funiculaire de manière à développer le moment résistant du profil disponible. On en déduit les rayons polaires  $y$  correspondant sur le polygone des forces et enfin les réactions d'appui.

Dès que l'on connaît la réaction  $R$ , la fiche est déterminée par la formule classique :

$$f = a + 1,2t_0 \quad \text{avec} \quad t_0 = \sqrt{\frac{6R}{\lambda c \gamma t}}$$

REMARQUE. — Si on demande de choisir le type de palplanche et les étançons de manière à réaliser le dispositif de soutènement le plus économique, on recherche la ligne de fermeture optimum de polygone funiculaire par tâtonnements. Cela est très facile et demande peu de temps.

Aucune règle générale ne peut être formulée quant au choix de la disposition la plus économique. Il faut dans chaque cas proposé chiffrer le prix de revient total du dispositif de soutènement tout en tenant compte des répercussions du schéma d'éтанçonnement sur le coût de la construction.

## CHAPITRE V

### CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Deux facteurs dominent l'étude des rideaux de soutènement :

a) La forme de la loi des pressions.

b) La nature des liaisons extérieures : conditions d'appui dans le sol, présence de points d'appui sur la partie libre, encastrement du pied dans le sol.

Ils sont d'ailleurs en étroite relation l'un avec l'autre comme le prouvent les concentrations de pressions au droit des étançons, les variations de pressions le long de la fiche.

Une autre difficulté réside dans la déformabilité du rideau qui influe fortement sur la loi des pressions, tant dans la situation finale de la construction que dans les phases intermédiaires (terrassément alternant avec la pose des étançons).

Tenir compte de tous ces phénomènes étant impossible, nous nous sommes efforcés de « proposer des lois de pressions, telles que le rideau étant assimilé à un système isostatique ou hyperstatique simple, les résultats du calcul correspondent à ceux donnés par les études expérimentales ». Cela n'implique pas que les lois ainsi recommandées soient strictement expérimentales, car elles ont été expliquées à partir de considérations théoriques telles que l'effet de voûte et l'entrée en jeu de la continuité verticale du rideau.

La notion de sécurité a été introduite par le rapport de la butée utilisable à la butée utilisée au pied. Il est évident que la détermination dans chaque cas particulier de la butée utilisable autorise l'adoption d'une sécurité plus faible que celle recommandée à partir de l'hypothèse de Blum ( $2\lambda_p$ ). Ceci est la sécurité exigée sur la fiche qui ne doit pas être confondue avec la sécurité sur les tensions régnant dans le rideau, les étançons et les ancrages. Cette dernière est satisfaite dès que les tensions maxima dans les pièces restent inférieures aux tensions maxima autorisées dans les matériaux constituants. Il reste enfin à vérifier si la déformation de l'écran et le mouvement des terres vers l'intérieur de la fouille qui en résulte ne peuvent provoquer des tassements en surface préjudiciables aux constructions voisines. Si cela est nécessaire, on y remédie par l'emploi de profils à plus grande raideur.

Pour être menée avec tout le soin désirable, l'étude d'un projet de rideau doit de plus tenir compte des efforts introduits par le calage des étançons ou la mise en tension préalable des tirants d'ancrage, ainsi que ceux dus aux effets de température sur les étançons. Il faut aussi envisager le facteur temps dans les excavations ouvertes durant plusieurs mois, car on doit alors craindre le rétablissement de la pression naturelle, dangereux, pour les éléments constitutifs du dispositif de soutènement.



Quant au processus du creusement de la fouille (terrassement alternant avec la pose des étançons), il a lui aussi son influence sur la loi des pressions et la déformation du rideau et sera par le fait même en relation étroite avec le système d'éтанçonnement ou d'ancrage adopté.

On doit en terminant ce mémoire souligner combien la question est loin d'être résolue complètement et de façon définitive. Nous espérons toutefois que les lois et méthodes de calcul proposées vont aider à serrer la réalité physique de plus près, bien que divers phénomènes ne soient mis en lumière que par le dépouillement d'essais incomplets et trop peu nombreux. Signalons ici la question du renard qui est résolue de façon imparfaite en raison du manque de données expérimentales.

Ces considérations montrent la nécessité de mettre sur pied un vaste programme de recherches visant à contrôler les lois des pressions et les méthodes de calcul proposées et d'en tirer des enseignements définitifs quant à la constitution des profils de palplanches (palplanches à inertie variable par exemple), des étançons et des dispositifs d'ancrage. Le problème de la fiche mérite à lui seul une telle étude en raison des économies que l'on peut être amené à réaliser.

Dans un premier stade, ce programme devrait comprendre :

a) La création d'excavations expérimentales mises en observation pendant les travaux de terrassement et maintenues ouvertes pendant de nombreux mois. On y mesurerait les efforts dans les étançons, leurs déformations et les tensions régnant sur toute la hauteur du rideau.

On examinerait l'influence du calage des étançons, de la mise en tension des tirants d'ancrage, des variations de température et du facteur temps.

b) Des essais sur modèle réduit reproduisant à une échelle donnée l'excavation expérimentale. On y étudierait les lois de similitude dans l'espace et dans le temps, la manière de reproduire les phases intermédiaires, le comportement des terrains aquifères et la condition du renard.

En possession des lois de similitude, on devrait alors passer au deuxième stade qui comprendrait l'étude sur modèle des divers cas possibles : rideau libre, à appui simple, à appuis multiples; avec des sols secs ou immergés, pulvérulents ou cohérents, à terre-plein libre ou surchargé.

Ce serait là une étude vaste et onéreuse mais qui apporterait certainement des perfectionnements substantiels dans l'utilisation des rideaux de palplanches comme organes de soutènement et d'étanchéité tant dans les travaux hydrauliques que dans les travaux de fondation.

## BIBLIOGRAPHIE

BAES (L.), Notes annexes aux cours de résistance des matériaux et de stabilité des constructions. Lamartin (Bruxelles, 1940).

BAES (L.), Résistance des matériaux et stabilité des constructions. Lamartin (Bruxelles, 1932-1934).

BLUM (H.), Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Wilhelm Ernst und Sohn (Berlin, 1931).

CAQUOT et KÉRISEL, Traité de Mécanique des Sols. Gauthier-Villard (Paris, 1949).

COUÛRD (A.), L'utilisation pratique des palplanches métalliques. Béranger (Paris et Liège, 1945).

JAEGER (E.), Erdwiderstand unter dem Einfluss von Seitenwänden. Wilhelm Ernst und Sohn (Berlin, 1931).

LEHMANN (H.), Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand. Ein Betrag zur Berechnung von Baugrubenaussteifungen. *Die Bautechnik*, 17 Juli 1942, Heft 31/32 (Berlin, 1942).

MAGNEL (G.), Stabilité des constructions. 4 volumes. Fecheyre (Gand, 1948).

RIFAAT (I.), Die Spundwand als Erddruckproblem. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik. mitt. n° 5.

SCHMIDT (R.), Tafeln für die Berechnung von Spundwänden. *Die Bautechnik*, 6/3/1942, Heft 10 (Berlin, 1942).

SPIPKER (A.), Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. *Die Bautechnik*, 1/1/1937, Heft 1 (Berlin, 1947).

TERZAGHI (K.), A fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations. *Journal Boston Society of Civ. Eng. April* (1936).

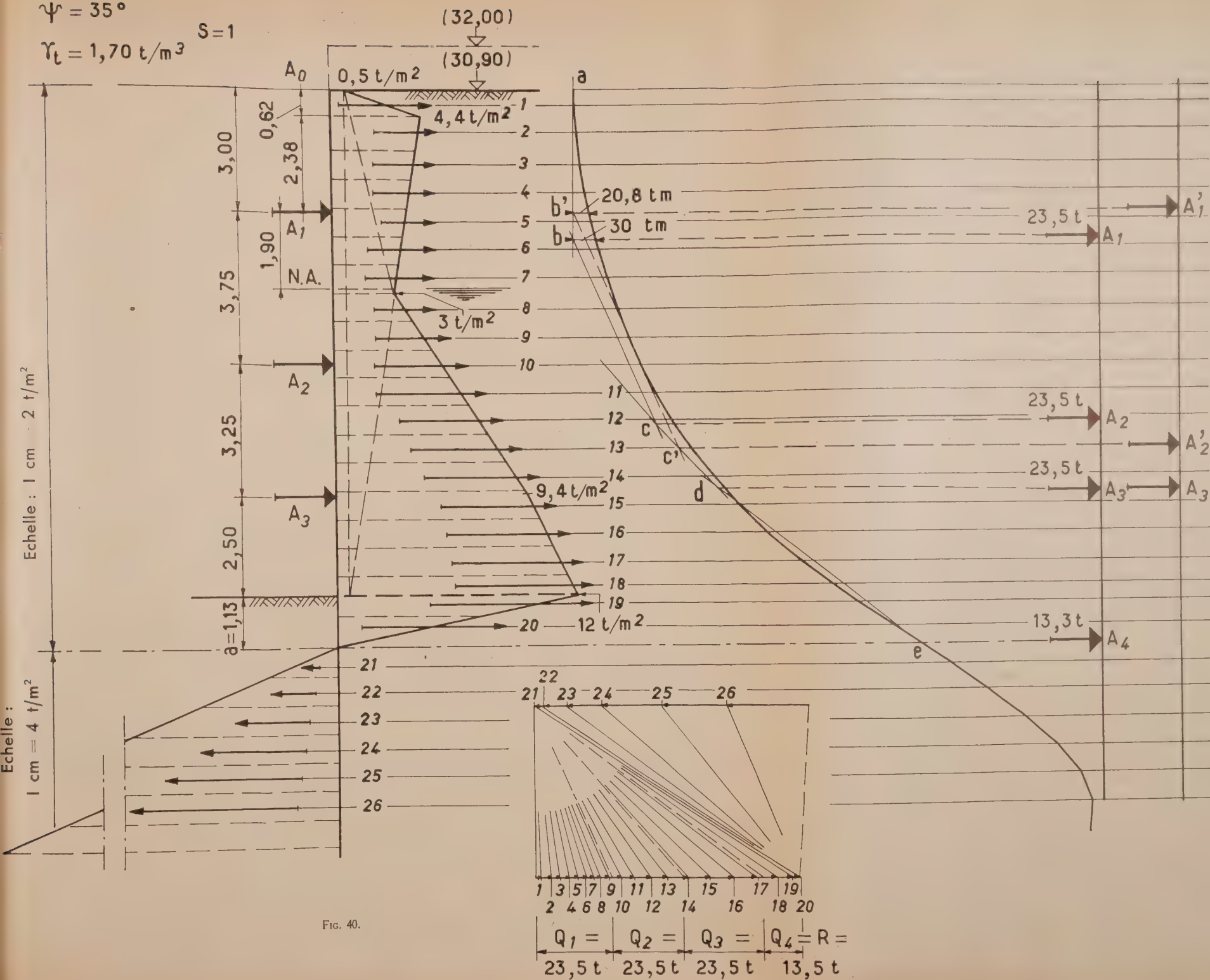
TERZAGHI (K.), General Wedge Theory of Earth Pressure. *Transactions, Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 106 (1941).

TSCHBOTARIOFF (G. P.), Final Report. Large scale earth pressure tests with model flexible bulkheads. Department of civil engineering, Princeton University (1949).

VERDEYEN (J.), Mécanique du sol et Fondations. Desoer (Liège, 1947).

$$\psi = 35^\circ$$

$$\gamma_t = 1,70 \text{ t/m}^3 \quad S=1$$





## DISCUSSION

LE PRÉSIDENT. — Je serai certainement votre interprète en remerciant MM. VERDEYEN et ROISIN de leur exposé et du soin avec lequel ont été établis les graphiques qui nous ont été projetés. Tout ceci était d'une clarté évidente et il a été très facile à chacun de nous de suivre cette conférence. Avant de faire quelques remarques, je vais demander, ainsi qu'il est d'usage, si quelques-uns d'entre vous ont des objections à présenter. M. VERDEYEN se fera un plaisir d'y répondre.

M. KÉRISEL. — Je crois que les méthodes qui nous ont été exposées par les conférenciers sont extrêmement simples et efficaces et traduisent par des coefficients sans dimensions les efforts exercés. Je voudrais demander à M. VERDEYEN si les formes de lignes de charge qu'il a choisies sont conformes à une série d'expériences, plus exactement quel est le champ d'expériences sur lequel il s'est appuyé, s'il englobe les expériences de Tschebotarioff qui viennent d'être publiées dans son livre aux États-Unis, les expériences allemandes dont a parlé M. VERDEYEN et les observations faites sur le chantier de Bruxelles.

D'autre part, je voudrais aussi demander à M. VERDEYEN ce qu'il entend très exactement par coefficient de sécurité. C'est, je le suppose, le rapport entre la butée de Boussinesq-Résal et la butée de Rankine. J'imagine donc que la butée constatée n'est pas la butée normale, mais que, du fait de son inclinaison, elle lui est supérieure, son rapport avec elle étant ce que M. VERDEYEN appelle le coefficient de sécurité.

M. VERDEYEN. — En ce qui concerne le champ d'expériences, nous nous sommes servis des travaux de Tschebotarioff, Spilker et Lehmann, nous avons fait également quelques essais à Bruxelles, en laboratoire. D'autre part, nous savions que les états sont appréciablement plus sollicités; nous l'avons constaté pour la jonction, certains étançons que nous avons cru suffisants nous ont donné quelques inquiétudes. Avec les calculs de la loi classique de pression, ces étançons se révélaient nettement insuffisants. Comme je vous l'ai indiqué, les résultats de pression sont hypothétiques.

En ce qui concerne le coefficient de sécurité, vous avez raison, il s'agit du rapport entre la butée utilisable et la butée effectivement employée. Certains auteurs comme BLUM et le professeur MAGNEL admettent que la butée utilisable vaut deux fois celle de Rankine. On pourrait encore la prendre égale à celle donnée par l'équilibre de Boussinesq-Résal, mais autant que possible, on la déterminera expérimentalement. Suivant que l'on utilise cette butée en totalité ou en partie, on assure la stabilité du rideau avec un coefficient de sécurité égal ou supérieur à l'unité.

UN AUDITEUR. — Les abaques présentés s'adressant à des sols non cohérents, comment déterminent-ils l'angle de frottement employé dans les formules ? Par des essais en laboratoire ou bien par des essais de cône ?

M. VERDEYEN. — En Belgique, nous admettons les angles de frottement déduits des essais au cône. Nous déterminons la résistance au cône au moyen de l'appareil de pénétration que vous connaissez et on calcule l'angle de frottement par application de la formule de M. CAQUOT dans laquelle on suppose que la cohésion est égale à zéro.

M. CAQUOT. — Je tiens à rappeler que M. VERDEYEN a présenté lui-même ses essais au cône au cours d'une conférence qu'il a faite il y a quelques années à l'Institut Technique.

Puisque personne ne demande plus la parole, il me reste à remercier chaleureusement M. VERDEYEN et M. ROISIN. J'ai entendu dire d'une façon humoristique d'un ingénieur américain qu'il n'y avait pas assez d'accidents pour étudier beaucoup. A Bruxelles il n'y a pas eu d'accidents, mais des incidents qui ont été immédiatement interprétés par les ingénieurs.

M. VERDEYEN vous a indiqué un certain nombre de données essentielles. D'abord que, pour le calcul des poussées sur les palplanches on prévoit l'équilibre de Rankine et non pas celui plus favorable de Boussinesq. Ceci est logique, la poussée de Boussinesq a une composante dans le sens longitudinal de la palplanche; or la palplanche n'a pas en général d'appui sur sa base et par conséquent elle ne peut pas supporter d'effort dans sa direction, sauf à tenir compte des efforts de frottement dans la butée et dans la poussée. C'est précisément cette composante tangentielle d'équilibre des efforts de poussée, donnant des réactions nécessairement vers le bas et des efforts de butée dirigés vers le haut, qui permet d'améliorer le coefficient de butée. Si vous n'aviez pas une liaison par la palplanche, il n'y aurait pas possibilité d'augmenter ce coefficient essentiel de butée. La méthode empirique dont on se sert peut être précisée par cet équilibre qui donne les coefficients exacts dont il est possible de tenir compte en poussée comme en butée.

L'exposé qui vient de vous être fait montre aussi d'une façon très claire et très efficace comment on doit calculer la zone supérieure de la palplanche lorsqu'elle est butée par un premier étai assez loin de la surface. Il se produit un mouvement de la palplanche par rotation qui refoule et détermine un équilibre de butée au voisinage de la surface libre et c'est cet équilibre qui charge davantage le premier étai, la palplanche étant un organe de liaison vertical entre les différents niveaux du sol.

En votre nom, je remercie M. VERDEYEN et son adjoint M. ROISIN de la clarté de leur exposé et de la méthode décrite qui permet, étant donné nos connaissances, d'exécuter rapidement le calcul des soutènements en palplanches, de plus en plus nombreux. Dans le cas des palplanches descendant sur le rocher, les coefficients de butée peuvent prendre dans l'équation d'équilibre la valeur la plus élevée des coefficients dont nous avons donné les valeurs numériques.

# ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

JUIN 1952

Cinquième Année, N° 54.

Série : *TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION (XII).*

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

EXPOSÉ DU 15 JUIN 1951

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE M. A. LECONTE,  
Architecte en Chef de la Reconstruction.

## EMPLOI DE MOYENS MÉCANIQUES pour les DÉPLACEMENTS VERTICAUX ou HORIZONTAUX des CONSTRUCTIONS LOURDES ET FRAGILES

### Utilisation lors de l'alignement de la façade du théâtre d'Amiens.

Par MM. A. SALLEZ, Architecte en Chef des Monuments Historiques;  
E. PERRIN, Ingénieur E. C. P., Ingénieur au *Bureau Veritas*;  
J. BOURAT, Ingénieur E. C. P., Ingénieur à l'*Entreprise Pérignon*.

#### SOMMAIRE

	Pages.
La façade du théâtre d'Amiens et les conditions de son déplacement. . . . .	631
Le déplacement d'ensemble des constructions lourdes et fragiles, en France et à l'étranger. . . . .	634
Réalisations anciennes . . . . .	634
Cas particuliers . . . . .	639
La mise en œuvre matérielle du déplacement de la façade du théâtre d'Amiens. . . . .	643



## AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Les opérations d'urbanisme pour l'élargissement des rues mettent souvent l'architecte dans des embarras cruels et, parmi les difficultés rencontrées, la présence des monuments anciens n'est pas la moindre. Les traceurs de voies font figure de barbares aux yeux des archéologues et les archéologues passent, auprès des traceurs de voies, pour des conservateurs attardés.

Aujourd'hui, les querelles mémorables des Ponts et Chaussées et des Monuments Historiques sont en voie d'apaisement. On a trouvé, en effet, des procédés nouveaux, qui permettent, grâce à une technique perfectionnée, de transporter les monuments, non pas pierre par pierre, mais comme des monolithes. La méthode est employée à l'étranger et nous l'avons occasionnellement appliquée à la façade du théâtre d'Amiens.

Dans quelques instants, les auteurs de ces travaux, MM. SALLEZ, PERRIN et BOURAT vous en expliqueront le mécanisme.

Le théâtre d'Amiens a été entièrement brûlé par les Allemands en 1940, à l'exception de la façade, qui se dressait toute seule au milieu des ruines. Les architectes ont gardé pour ce chef-d'œuvre du XVIII<sup>e</sup> siècle une sorte de tendresse infiniment reconnaissante : elle fait partie de ce bel enseignement classique qu'ils reçoivent au début de leurs études. M. SALLEZ, Architecte en chef des Monuments Historiques, vous en dira l'histoire. De plus, elle est recouverte de sculptures très fines, qui ne souffriraient pas le démontage sous peine d'une altération très grande.

Nous voici donc avec notre façade doublement sinistrée, puisque le plan d'urbanisme prévoyait un élargissement de 5 m de la rue des Trois-Cailloux à son endroit. Le Service des Monuments Historiques désirait son maintien sur place, la Municipalité d'Amiens déclarait que ce petit théâtre ne répondait plus à ses besoins et qu'on le reconstruirait dans une autre partie de la ville, et les Services de Remembrement préoyaient l'attribution de la parcelle de terrain bordée par sa façade à un magasin de confections.

Il m'apparaissait pénible de voir notre façade servir de cadre aux mannequins de la confection pour hommes et dames et je me décidai à proposer à un établissement bancaire, également sinistré, d'accepter l'échange de son propre terrain contre celui du magasin de confections.

L'idée fit son chemin; on s'y rallia et il ne restait plus qu'à convaincre le Bureau de l'Association des Sinistrés. Mais grande fut ma surprise, quand, un très honorable représentant de ce bureau m'ayant asséné une critique acerbe, le vote du bureau me renvoya penaud à mes chères études.

Il ne restait plus qu'à attendre des jours meilleurs, le bon sens tôt ou tard a raison; les mois passèrent et, finalement, l'opération fut décidée.

Je passe la parole à M. SALLEZ, Architecte en Chef des Monuments Historiques.

### RÉSUMÉ

Le déplacement des constructions a toujours été un problème actuel. Autrefois, on était amené le plus souvent à démonter les édifices pierre à pierre pour les reconstruire dans leur nouvelle position. Aujourd'hui, on a été progressivement conduit à déplacer les ensembles, soit en Europe par suite de modifications apportées aux plans des villes par leur développement rapide et également par la guerre, soit en Amérique du Nord en raison des déplacements provoqués par la modification rapide de l'urbanisme ou de l'activité industrielle.

A titre d'exemple, il est indiqué dans cet article :

— *En Europe.* Des déplacements de Ponts métalliques par M. R. LÉVI et par M. MAUZIN de la S. N. C. F., la réfection du pont des Trous à Tournai (Belgique), divers déplacements d'édifices en Suisse, Allemagne, Russie et Danemark.

— *En Amérique du Nord,* et à titre d'exemple, le déplacement sur de longues distances (80 m) près de Los Angeles (U. S. A.) d'un bâtiment important (trois étages) sur rouleaux d'acier, et d'un édifice de plus de 3 000 t déplacé sur billes à Québec (Canada).

Enfin trois exemples sont décrits en détails :

— Le déplacement du Pont du Reich à Vienne (Autriche) en 1939.

— La descente en nouvelle position de la cave à vins « Tudor Palace », de manière à l'incorporer dans la réfection de Whitehall à Londres.

— Le déplacement en 1950 de la façade de l'ancien théâtre municipal d'Amiens.

### SUMMARY

Displacing constructions was always a problem. In the past, buildings were dismantled stone by stone, and they were rebuilt on new spots. To-day, the Engineers prefer to move structures as a whole.

Lately, in Europe, such displacements were required, either as a result of modified plans of cities, or as a consequence of war destructions. At the same time, fast alterations of city plans, in North America, caused consecutive moves of buildings.

The present article deals with :

*In Europe.* — Modifications on steel bridges either by Mr. LÉVI or by Mr. MAUZIN, Engineers of the French Railways, Rebuilding of the « Pont des Trous » in Tournai (Belgium), Many examples of buildings moved in Switzerland, Germany, Russia, Denmark, etc.

*In North America,* as an example : Shifting on steel rollers, on a distance of about 100 yards, of a four-story building near Los Angeles (U. S. A.).

— Also in Canada, shifting on steel balls of a three-thousand ton building at Quebec.

Finally, three detailed examples are given :

— The displacing of the « Reich Bridge » at Vienna (Austria) 1939.

— The lowering, into a new position, of the wine cellar « Tudor Palace » and the incorporation of this part of an old building into Whitehall Rearrangement in London.

— (1950) Moving of the old front piece of the « Ancien Theatre Municipal » in Amiens.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

## LA FAÇADE DU THÉÂTRE D'AMIENS ET LES CONDITIONS DE SON DÉPLACEMENT

Par André SALLEZ.

Le théâtre d'Amiens avait été construit pour remplacer un théâtre permanent, installé dans une salle de jeu de paume, comme cela se faisait encore fréquemment vers le milieu du XVIII<sup>e</sup> siècle. Commencé en 1778, sous la direction de l'architecte Jacques ROUSSEAU, il fut achevé en moins de deux ans et inauguré le 21 janvier 1780.

Seule la façade, qui nous intéresse actuellement, fut épargnée par l'incendie de 1940. C'est un remarquable morceau d'architecture de style typiquement Louis XVI, composé très simplement et d'une parfaite harmonie, dont l'originalité réside principalement dans l'absence de colonnes ou de pilastres, mais où l'ordonnance classique se lit parfaitement.

Sur les surfaces nues sont appliquées de délicates sculptures dues au ciseau des CARPENTIER, père et fils, sculpteurs amiennois; parmi ces sculptures, deux groupes de muses symbolisent avec beaucoup de grâce, l'un la danse et la musique, l'autre la tragédie et la comédie (fig. 1).



FIG. 1. — La façade après le sinistre, vue de face.  
(Doc. Archives des Monuments Historiques. Cliché Techniques et Architecture.)

Cette façade fut classée parmi les Monuments Historiques par arrêté du 11 décembre 1922. M. LECONTE, Architecte en Chef de la Reconstruction, vous a exposé à la suite de quelles circonstances, et sous quels auspices, la décision a été prise de la reculer d'un seul bloc. Cette mesure se justifiait amplement par l'intérêt que présente ce beau motif d'architecture aux fines sculptures, qui aurait certainement beaucoup souffert d'un démontage et d'un remontage pierre par pierre.

C'est au talent de M. LECONTE qu'est dû le projet, maintenant exécuté, d'encadrement de cette façade par des trouées plus basses, de l'importance de celles qui existaient au XVIII<sup>e</sup> siècle et traitées dans le même esprit (fig. 2).



FIG. 2. — Projet de façade. A. LECONTE, Architecte.  
(Doc. Archives des Monuments Historiques. Cliché Techniques et Architecture.)

M. PERRIN, Ingénieur au *Bureau Veritas*, vous entretiendra sur le plan technique de l'opération du recul et vous exposera les précédents nombreux, dans les pays voisins et jusqu'en Amérique, qui nous ont servi d'exemples. Ces travaux, dont certains datent déjà d'une dizaine d'années, présentent tous un grand intérêt technique et même, pour la plupart, historique.

En ce qui concerne le déplacement de la façade du théâtre d'Amiens, je vous indiquerai dès maintenant certaines difficultés qui lui étaient propres.

D'abord, il s'agissait, en somme, de déplacer un grand mur, d'une épaisseur relativement faible, largement percé de baies, sans épaulement perpendiculaire pouvant être conservé, et non d'une construction d'un certain volume, bien équilibrée sur sa base. De plus, ce mur n'était pas exactement parallèle à sa situation future et son axe central était décalé vers la droite d'environ 31 cm par rapport à sa position définitive.

La méthode de déplacement a consisté, d'une façon générale, à incorporer la façade à une ossature en béton armé, pour l'épauler et la soutenir, tout en assurant l'ensemble ainsi constitué une surface de base suffisante (fig. 3). Ensuite, on a déplacé cet ensemble, rendu indéformable par une abondante triangulation, à l'aide de rails, de rouleaux et de vérins, sur un radier général en béton armé. Le dispositif de roulement était constitué par deux plans horizontaux de rails, l'un fixé sur le radier, l'autre faisant corps avec l'ensemble à déplacer, entre lesquels étaient placés des rouleaux en acier (fig. 4).

Le déplacement a été opéré en deux phases principales : premièrement, une rotation pour amener la façade dans une position parallèle à son futur emplacement, deuxièmement le reculement proprement dit, légèrement en biais pour rattraper les 31 cm de décalage des axes (fig. 5).



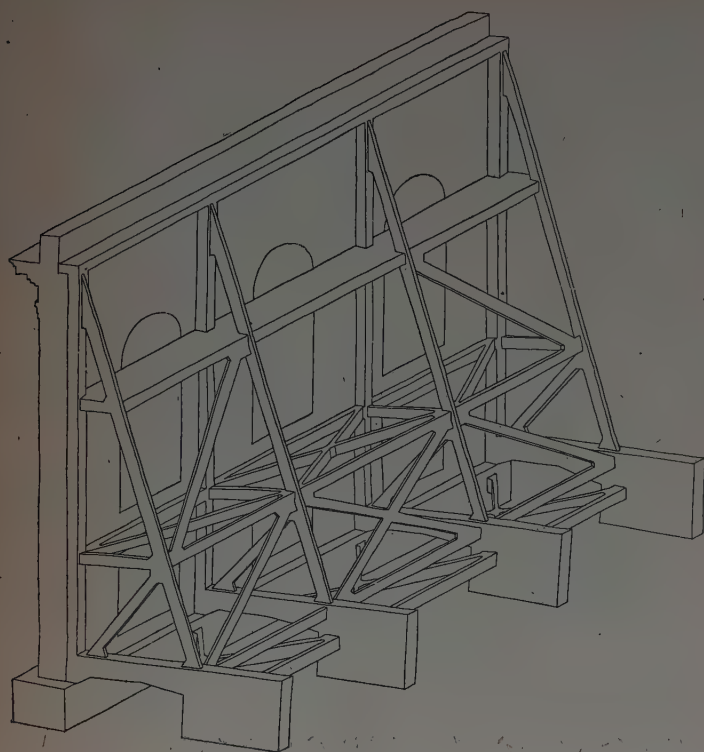


FIG. 3. — Dispositif en béton armé de contreventement et façade (ensemble déplacé).

Ces opérations accessoires nécessitèrent des études techniques très précises, qui furent entreprises avec la collaboration de l'Entreprise Pérignon chargée de l'exécution des travaux, et plus particulièrement avec les ingénieurs, M. MILLET pour le béton armé et l'organisation des différentes phases des travaux, M. BOURAT pour les questions mécaniques, avec aussi la collaboration du Bureau Veritas, qui avait été choisi d'un commun accord; il devait vérifier que les moyens prévus par les architectes et les entrepreneurs restaient compatibles avec la sécurité du monument. M. PERRIN était, à cet effet, assisté de M. de LA PÉRELLE, Ingénieur au Bureau Veritas.

Une présence quasi permanente était nécessaire pour régler tous les détails d'exécution et aussi, le cas échéant, pour prendre en temps utile toutes dispositions imprévues qui auraient pu se révéler indispensables et urgentes. C'est pourquoi mon confrère, M. RÉVILLON, Architecte des Monuments Historiques de la Somme, a bien voulu partager avec moi les risques de cette translation.

A tous j'adresse ici mes remerciements pour leur collaboration si précieuse. Je veux dire aussi l'allant et le dévouement de tous ceux qui participèrent à l'exécution, M. MAZERON, Ingénieur, et tout le personnel du chantier : conducteur de travaux, chef de chantier, chefs d'équipe, ouvriers. Vous serez tous d'accord pour les féliciter quand vous saurez que le déplacement proprement dit fut exécuté en 3 jours, avec une précision remarquable, alors qu'un délai d'environ 8 jours était prévu au début des travaux.

L'opération terminée, la restauration de cette belle façade par le Service des Monuments Historiques a permis d'en faire disparaître les dernières traces de la guerre.

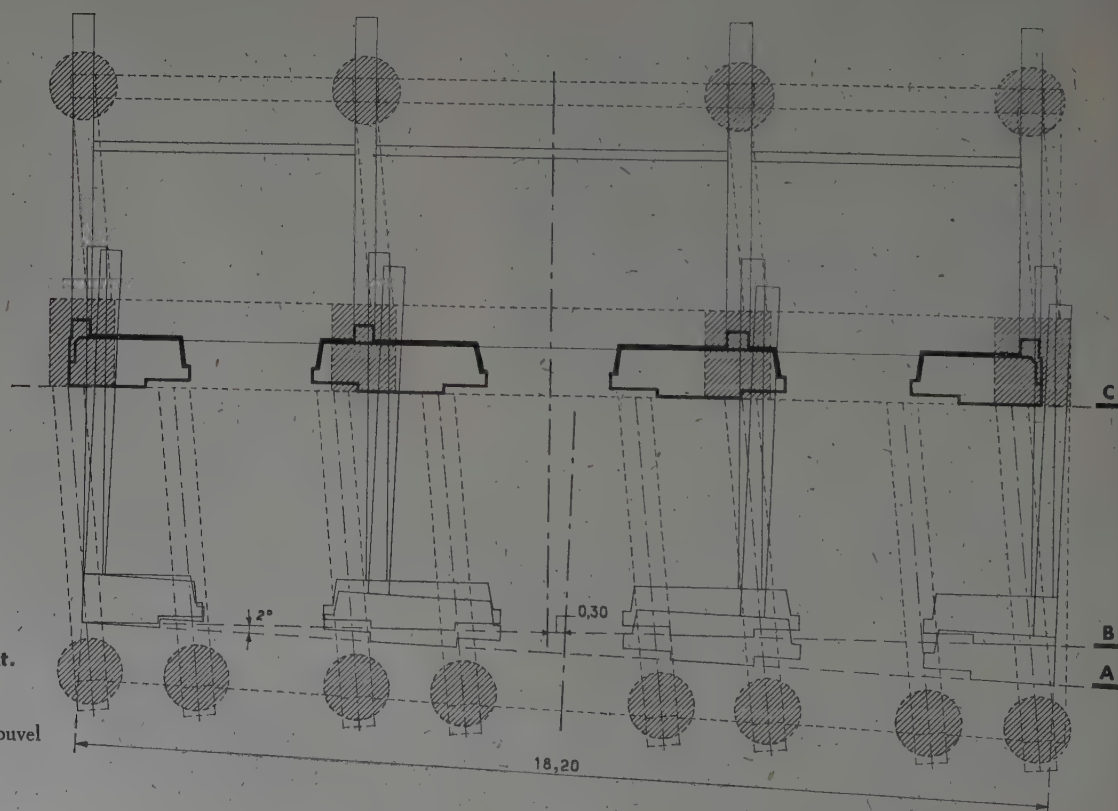
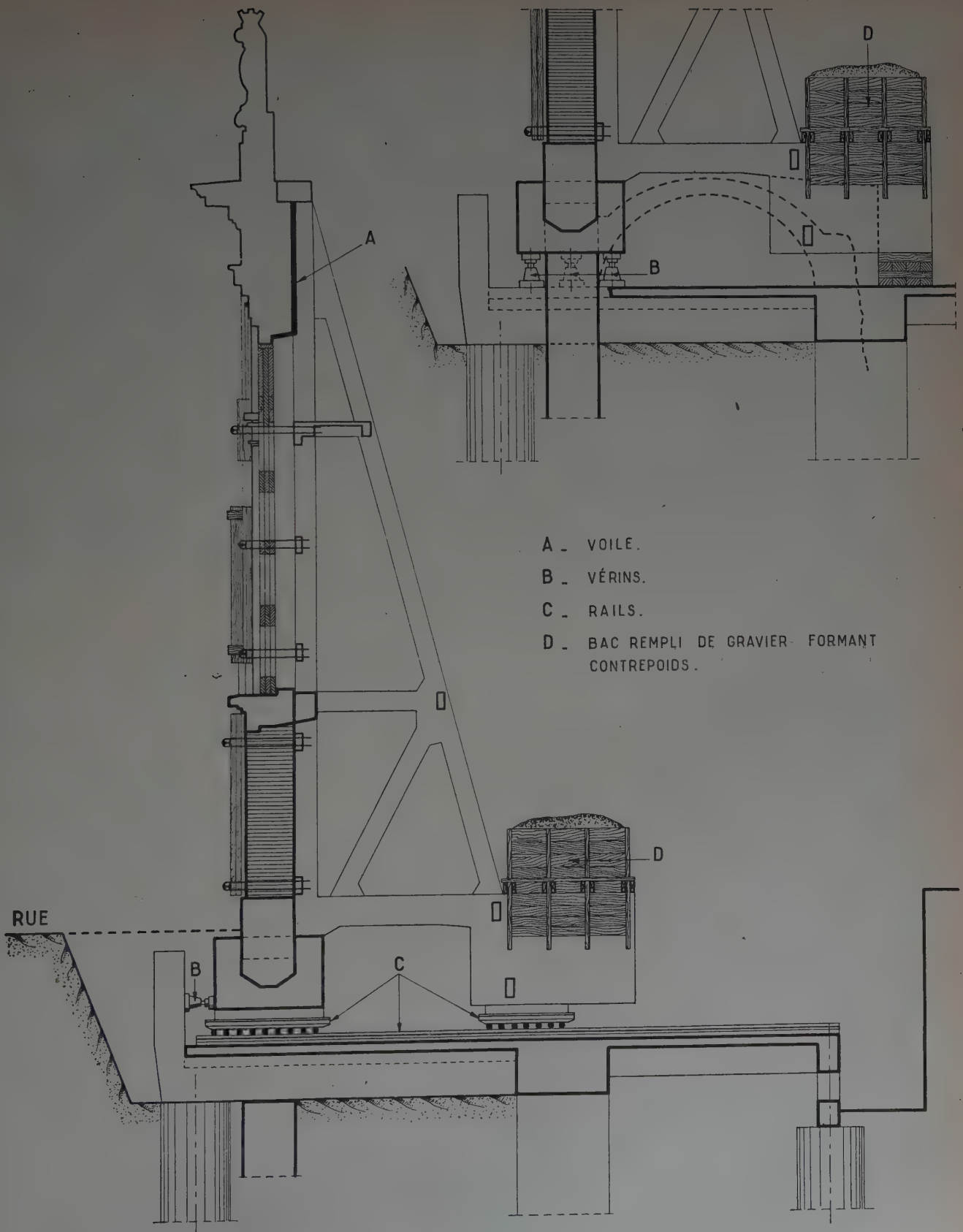


FIG. 5.

Plan de déplacement.

- A. Ancien alignement;
- B. Position parallèle au nouvel alignement;
- C. Nouvel alignement.

Façade mise sur vérins avant l'achèvement du radier.



Façade avec dispositif de reculement mis en place.

FIG. 4. — Façade contreventée prête au déplacement.



## LE DÉPLACEMENT D'ENSEMBLE DES CONSTRUCTIONS LOURDES ET FRAGILES, EN FRANCE ET A L'ÉTRANGER

Par Edouard PERRIN.

Avant d'entrer dans le détail des travaux auxquels viennent de se référer MM. LECONTE et SALLEZ, je crois utile de remonter à une dizaine d'années en arrière pour renseigner les auditeurs sur les travaux analogues entrepris à l'étranger.

Je serai d'ailleurs obligé de me limiter d'une manière considérable, car les nécessités économiques d'une part, les transformations industrielles d'autre part, enfin, et malheureusement, les guerres récentes, ont entraîné de nombreuses translations d'édifices ou d'ouvrages d'art, déplacements parfois provisoires, presque toujours définitifs.

Cependant, plutôt que d'adopter un ordre chronologique, je crois qu'il sera plus facile de procéder de proche en proche, en France d'abord, puis dans les pays voisins, et enfin dans les pays éloignés où la nouveauté des constructions et l'absence de guerre importante ont créé des conditions assez différentes de celles qui existent en Europe.

Nous pourrions ensuite revenir plus en détail sur des travaux caractéristiques : tout d'abord, le déplacement d'un pont dans la banlieue de Vienne; puis, au centre de Londres, dans Whitehall, l'incorporation d'une partie appelée LA CRYPTe des Government Offices dans les nouveaux bâtiments reconstruits; enfin, et pour terminer, nous donnerons des détails sur la dernière réalisation de France, qui présente un caractère artistique remarquable, je veux dire la mise à l'alignement, avec un transport de 4 à 5 m, de la façade de l'ancien théâtre municipal d'Amiens.

Pour les détails d'exécution de cette dernière partie de mon exposé, M. BOURAT vous exposera, au nom de l'Entreprise PÉRIGNON, le développement de ces travaux qui ajoutent une nouvelle réalisation à des entreprises aussi nombreuses que remarquables.

Nous serons alors en mesure d'apprécier dans tous les détails un film réalisé au cours des opérations d'Amiens.

### Réalisations anciennes.

Nous allons donc commencer par citer, à titre d'exemple, quelques réalisations anciennes choisies parmi les plus représentatives.

Nous demanderons d'ailleurs aux lecteurs intéressés de se reporter aux documents originaux <sup>(1)</sup> en ce qui concerne les dimensions ainsi que tous les détails d'exécution.

En France tout d'abord nous citerons rapidement :

#### 1° Le relevage et le sauvetage des ponts métalliques [1].

Dans cet article, qui fait suite à une publication antérieure de juillet 1946, M. Robert LÉVI, Chef du Service technique des installations fixes de la S. N. C. F., dégage avec beaucoup de clarté les principes généraux qui ont guidé les ingénieurs de la S. N. C. F. Il passe en revue, entre autres, les travaux de remise en état des Ponts de Lamothe-Souillac, de la Vézéronce, de Chalampe, d'Avignon, d'Orgon, de Pontoise, etc.

#### 2° L'utilisation des appareils à quartz piézoélectrique pour aider au relevage du pont Morand à Lyon [2].

Les lecteurs pourront trouver dans cet article de M. MAUZIN, Ingénieur principal, Chef de la section des Essais et Recherches à la S. N. C. F., à la fois des détails très complets sur l'ouvrage à relever, ainsi que sur les précautions qu'il était indispensable d'envisager dans le cas considéré, lequel était particulièrement délicat. Un tableau donne, en détails, les efforts développés au cours des opérations, nombreuses dans la deuxième journée du relevage.

Je m'arrête tout de suite pour la France, car si je devais me référer aux très nombreux auteurs de performances analogues, cette conférence n'y suffirait pas.

#### 3° Le « Pont des Trous » sur l'Escaut, à Tournai, en Belgique [3].

Cet ouvrage très ancien datait de 1329 et avait été détruit en 1940, l'arche centrale ayant disparu. La figure 6 montre la situation d'origine, due en partie au relèvement du niveau du fleuve de 2,50 m environ. D'autre part, il y avait lieu de prévoir à l'avenir le passage de bateaux de 600 t. Le problème a été résolu par un relèvement général (fig. 7).

#### 4° Le déplacement du « Pont du Reich » sur le Danube à Vienne [4] et le remplacement de cet ouvrage par un nouvel ensemble.

Nous y reviendrons plus longuement page 640.

#### 5° Le déplacement d'une maison à Zurich [5].

Ce travail est cité en exemple car il correspond à un cas assez fréquent : la nécessité d'harmoniser les besoins de l'esthétique ainsi que de l'urbanisme moderne avec la disposition digne d'être conservée de certaines vieilles maisons. On a pu ainsi faire entrer un édifice ancien dans un alignement général moderne, au prix d'un déplacement de 2,70 m vers l'arrière.

#### 6° Le déplacement du pont de Basel-Birsfelden à Bâle (Suisse) [6].

Le pont route, en fer, à remplacer, traversait la Birs à Birsfelden; il lui fut substitué un pont en béton. Quant au pont ancien, il fut déplacé d'environ 1 km vers l'amont. Le déplacement de cet ouvrage de 40 m de longueur, de 10 m de largeur, pesant au total 140 t, dura environ trois semaines.

#### 7° En U. R. S. S., il a été procédé à de nombreux déplacements de constructions. Une de ces réalisations concerne le déplacement, par les soins de l'ingénieur Adolph SPIRZ, de Vienne (Autriche), d'une maison de 9 000 t et d'une superficie de 960 m<sup>2</sup> construite en 1928 et 1929 [7]. Les habitants restèrent dans l'édifice déplacé sur rails et rouleaux. Le déplacement circulaire, exécuté en 1936 et 1937, atteignait un angle de 19° environ, les rayons de courbure allant de 101 à 160 m.

(1) Voir bibliographie, p. 647.



(Photo Ed. Messiaen, Tournai. Cliché Technique des Travaux.)

FIG. 6. — Le Pont des Trous sur l'Escaut, avant destruction et relèvement.



(Photo Ed. Messiaen, Tournai. Cliché Technique des Travaux.)

FIG. 7. — Même ouvrage après relèvement des tours et élargissement du lit de l'Escaut (fin décembre 1948).

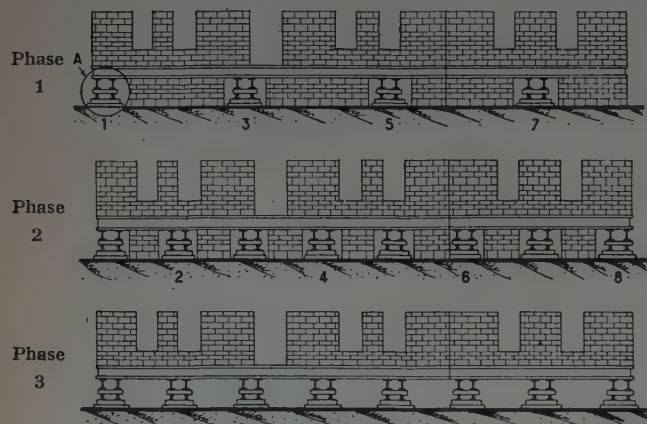


8° En U. R. S. S. également, et par le canal des *Civil Engineering* [10], M. W. G. CASS nous indique un autre mode de déplacement employé à Moscou en 1935. La figure 8 montre le mode d'insertion des poutres de translation sous les murs; la figure 9 montre l'organisation des poutres : à la partie supérieure, poutre sous les murs et charge répartie sur les poutres de roulement à l'aide de coins en acier. Enfin, la figure 10 indique le mode employé pour obtenir le mouvement d'ensemble à l'aide de deux treuils mus électriquement et de poulies de renvoi placées en arrière du point final de déplacement de l'édifice.

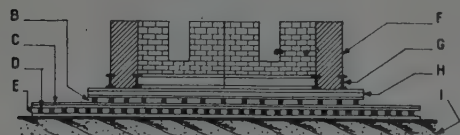
9° Le déplacement d'un édifice de la firme Siemens Schuckert à Erlangen (Allemagne) sur une distance de 130 m.

Ce déplacement est surtout signalé par suite de l'importance du transfert, qui est comparable à ceux exécutés en Amérique, que nous signalons plus loin. L'étude correspondante [8] est très détaillée, à la fois techniquement et d'un point de vue constructif. Elle porte en particulier sur les consolidations intérieures, le châssis

#### A. — ÉLEVATIONS



#### B. — COUPE TRANSVERSALE



A. Voir détail figure 9; B. Rouleaux; C. Chemins de roulement; D. Traverses; E. Soubassement en mortier de ciment; F. Murs principaux; G. Chaînage disposé de part et d'autre des murs; H. Poutres reposant sur les rouleaux; I. Fondation.

FIG. 8. — Opérations successives pour la mise en place des rails et la répartition des charges du bâtiment sur ceux-ci.

(Extrait de *Civil Engineering*.)

A. Elévation des murs porteurs.

PHASE 1. — Les profils de chaînage sont placés de part et d'autre des murs porteurs. Des ouvertures sont pratiquées dans les murs sous les profils pour la mise en place des chemins de roulement impairs et des poutres reportant les charges sur les rouleaux.

PHASE 2. — D'autres ouvertures sont pratiquées pour la mise en place des chemins de roulement pairs, laissant subsister des portions intactes de murs.

PHASE 3. — Enlèvement des massifs restants de murs. La construction est prête pour le déplacement.

B. Coupe transversale.

exécuté au-dessous du plancher haut des caves (avec de nombreux détails) et les moyens de déplacement (douze presses hydrauliques de 50 t et trois presses de 100 t). D'autre part, des ennuis ont dû être surmontés, par exemple, l'ouverture d'une fissure à 45°, large de 2 à 3 cm dans une cloison de 12 cm d'épaisseur.

10° Le rehaussement d'un plancher en béton [9].

L'auteur donne en détails les calculs préparatoires, avec des précisions très intéressantes sur les conditions d'exécution du rehaussement.

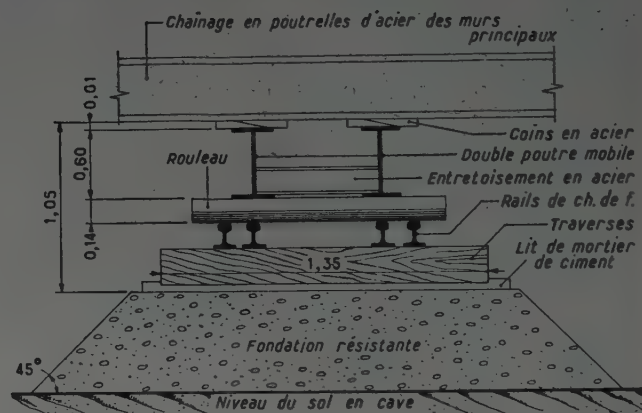


FIG. 9. — Détail des supports  
(Extrait de *Civil Engineering*.)

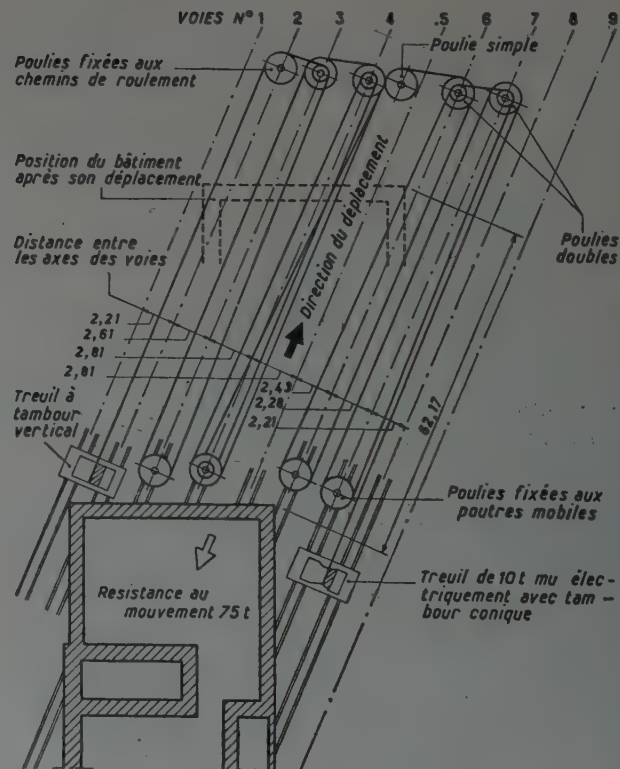


FIG. 10. — Disposition des poutres et des treuils pour le déplacement rectiligne.

(Extrait de *Civil Engineering*.)



FIG. 11. — Hôtel de Ville de Randers (Danemark).  
Vue prise avant le déplacement.

11° Au Danemark [11], l'Hôtel de Ville de Randers devait être déplacé de 3 m environ pour s'harmoniser avec le site futur, M. CAMBON, Ingénieur et Inspecteur Général de l'Enseignement Technique, nous en a donné une description dans la revue *Travaux*. La figure 11 donnant la vue de l'Hôtel de Ville avant son déplacement, la figure 12 donnant des détails sur le mode de déplacement, très voisin d'ailleurs de celui qui a été employé par MM. SALLEZ et RÉVILLON pour l'ancien théâtre d'Amiens.

12° Nous reviendrons plus en détails sur l'adaptation aux *Whitehall Gardens-Government offices* de la partie médiévale conservée et incorporée aux bâtiments définitifs [12].

13° Si nous passons en Amérique, nous trouverons de nombreux exemples de dépla-

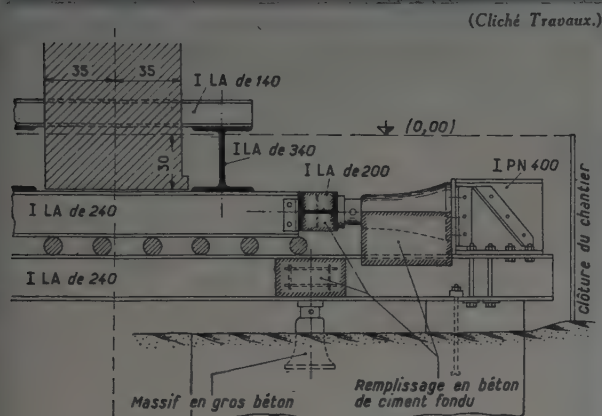


FIG. 12. — Hôtel de Ville de Randers (Danemark). Détail montrant la position de quatre vérins horizontaux et de leurs butoirs. (Extrait de *Travaux*.)



FIG. 13. — Le chemin de roulement prévu sur toute la longueur de déplacement comprend au droit de chacune des huit poutres longitudinales deux files de rails légers posés sur un quadrillage de traverses.

cement de bâtiments et nous devons nous imposer des limites, à la fois de temps et d'espace.

Nous signalerons cependant quelques réalisations typiques.

La Revue *Contractors Record and Municipal Engineering* [13] a décrit le déplacement, sur plus de 80 m, d'un bâtiment entier de quatre étages, les services de gaz et d'électricité ayant été maintenus pendant l'opération de transfert. La figure 13 montre le bâtiment prêt à être déplacé. La figure 14 montre le bâtiment en route.



FIG. 14. — Le bâtiment de cinq étages avec tous ses occupants en cours de déplacement.



14° Toujours en Amérique, près de Los Angeles [14], [15], nous signalons le déplacement de 76 m d'un bâtiment en béton de  $20 \times 45$  m, comprenant deux étages et pesant 2 000 t, à l'aide de treuils. Ce déplacement comprenant deux mouvements à angle droit respectivement de 22 m et 54 m présente surtout de l'intérêt par suite de l'importance du bâtiment ainsi transféré, pour laisser place à l'expansion du *Southern Pacific Railroad* à Phoenix, Arizona, transfert du bâtiment coupé de ses fondations anciennes et promené sur des rails à la demande. La figure 15 montre le bâtiment prêt au premier transfert.



(Photo Railway Engineering and Maintenance.)

FIG. 15. — Les chemins de roulement ont été mis en place pour le premier déplacement.



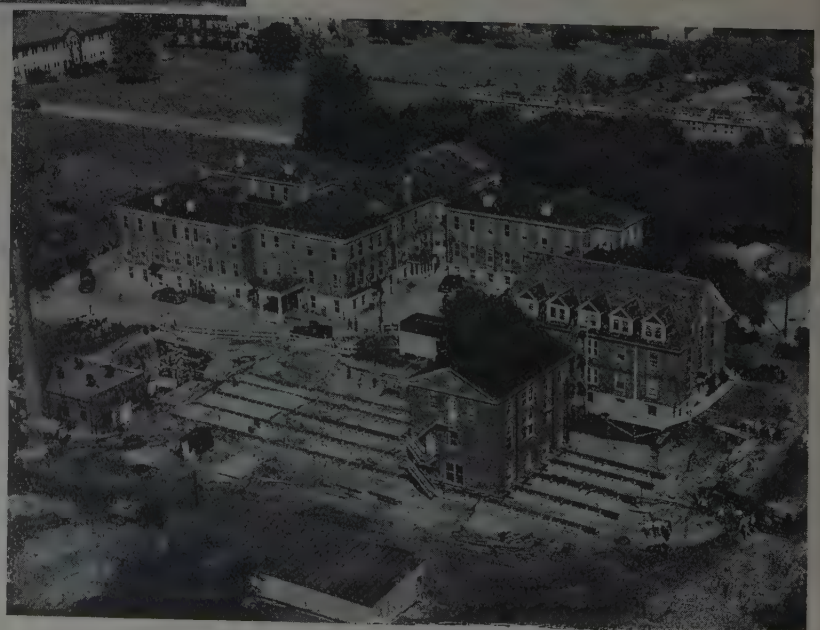
(Photo Construction Method and Equipment.)

FIG. 16. — Une blanchisserie située à l'emplacement d'un nouvel hôpital...

La position rationnelle de la maison (fig. 17) n'a été atteinte que par un déplacement d'environ quatre fois sa hauteur. Cet exemple montre à quel point les déplacements d'édifices sont devenus fréquents en Amérique.

16° On peut également citer, en exemple, le mouvement de deux grands hangars d'aviation de la firme *Pratt and Whitney Aircraft Corp.* [17].

Il s'agissait, en particulier, de hangars métalliques accolés mesurant respectivement  $50 \times 39$  m;  $50 \times 19$  m et  $50 \times 20$  m, pesant 2 500 et 1 000 t. Le déplacement du plus grand hangar a été de 425 m au nord et de 300 m à l'est, et celui du plus petit de 850 m au nord et de 300 m à l'est. En même temps que le hangar, une cheminée dépassant la hauteur du toit participait au dépla-



(Photo Construction Method and Equipment.)



(Photo Spencer White and Prentiss, Inc.)

FIG. 18. — Avant son déplacement le bâtiment n° 3 du Willard Parker Hospital se trouvait en bordure d'un coude brusque de la « Temporary East side drive » (Route provisoire de la rive est).

cement, ainsi que les remplissages en maçonnerie. A cet effet des consoles furent soudées aux colonnes métalliques existantes et une carcasse horizontale en acier placée sous ces consoles. D'une manière analogue, les cloisons furent portées sur la carcasse et, après un soulèvement de l'ensemble de 80 cm environ, le déplacement put être obtenu à l'aide de rails de 50 kg placés sur des bacs appropriés, et de rouleaux de 75 mm se déplaçant sur ces rails.

17° Dans le même ordre d'idées, on peut donner en exemple [18] le déplacement à New-York City sur 18 m environ d'un bâtiment de cinq étages du Willard Parker Hospital (24 m x 9 m) pesant 2 350 t avec ossature métallique porteuse et remplissage en briques (fig. 18). Ce cas est intéressant en ce sens qu'il fallut, au préalable, établir les rails de roulement sur pieux et que le bâtiment fut occupé pendant toute la préparation du mouvement, qui ne dura d'ailleurs que deux journées. A cet effet, les poteaux furent munis de fers en U, l'âme de ceux-ci placée verticalement, et l'ensemble fut d'abord essayé hydrauliquement sous des charges dépassant de 50 % les charges estimées. Le bâtiment fut alors relevé de plus de 30 cm à l'aide de 52 vérins hydrauliques, à raison de 2 par colonne, 48 vérins ayant 110 mm de diamètre et 4 atteignant 152 mm de diamètre. Chaque opération comprenait une montée de 16 mm environ, qui permettait la mise en place d'une plaque de même épaisseur et la mise en route d'une nouvelle élévation de 16 mm.

De cette manière, en 2 jours, le bâtiment fut soulevé et mis sur ses rouleaux, le mouvement de translation prit une journée, après quoi la mise en place définitive put être effectuée à 6 mm près (fig. 19).

18° On pourrait continuer longtemps la description des déplacements de maisons isolées aussi bien que des corps de bâtiment de l'autre côté

de l'Atlantique. Nous terminerons cependant cette énumération par un cas particulier [19], celui consistant à employer comme moyen de locomotion, non pas des rouleaux, ce qui est devenu courant, mais des billes (300 000 billes pour déplacer un monastère de quatre étages pesant 3 100 t). Cette fois c'est à Québec, au Canada, que ce transfert a été effectué, afin de laisser le champ libre à l'extension d'une cathédrale.

### Cas particuliers.

Nous allons maintenant examiner en détail trois cas particuliers :

— Celui du déplacement, en 1939, du pont du Reich à Vienne et le remplacement de cet édifice par un nouvel ouvrage moins étroit et plus solide [4].

— Celui du transfert du monument historique de la CRYPTÉ à son emplacement définitif aux Whitehall Gardens, au Centre de Londres [12].

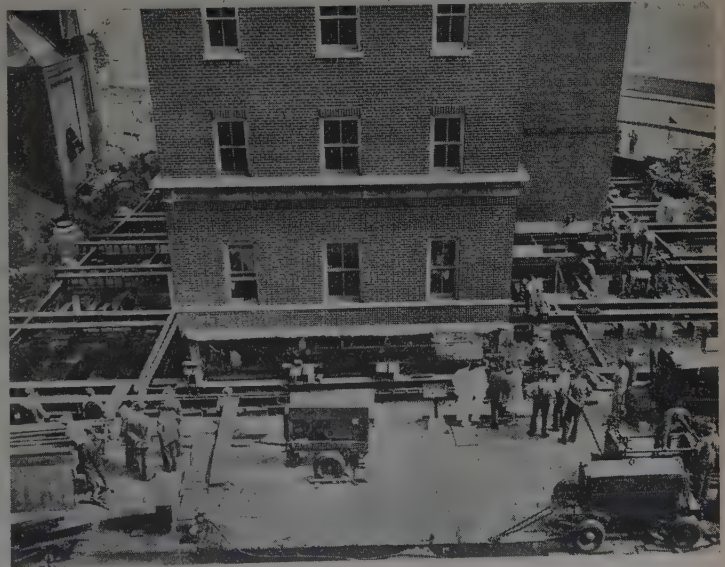
— Celui, enfin, du déplacement de la façade de l'ancien théâtre à Amiens, dont nous a entretenus M. SALLEZ en son nom et en celui de ses collègues, MM. LECONTE, Architecte en Chef à la Reconstruction à Paris, et RÉVILLON, Architecte des monuments historiques.

### Déplacement en 1939 du Pont du Reich à Vienne (Autriche).

L'ancien pont, dénommé pont Kronprinz Rudolf, avait été construit de 1872 à 1876; il comprenait une poutre continue à trois appuis intermédiaires, dont la portée entre appuis variait de 83 à 85 m environ [4].

FIG. 19. — Deux heures après le début du mouvement la construction arrivait à son emplacement définitif.

(Photo Spencer White and Prentiss, Inc.)





Il ne correspondait plus au trafic, car, sur la longueur totale de 1 060 m, la largeur de la chaussée n'était que de 7,58 m. Une partie de cette chaussée était d'ailleurs occupée par une voie de tramway, en sorte qu'il ne restait guère qu'une voie pour les véhicules circulant dans chaque direction. Cette sujétion rendait les déplacements difficiles ou même impossibles aux heures d'affluence.

De même, la circulation des piétons était limitée à deux trottoirs de 1,85 m de large, c'est-à-dire à une surface nettement insuffisante. L'encombrement était tel que, de temps à autre, il était nécessaire de dériver le trafic vers les ouvrages voisins. D'autre part, des incidents avaient amené les ingénieurs à mettre en cause la texture du fer puddlé qui avait servi à construire l'ouvrage et qui s'était évidemment altéré depuis l'origine. Enfin, l'obligation de prévoir d'importants viaducs d'accès exigeait que le nouvel ouvrage soit à la place de l'ancien. Après une série d'études, comprenant l'examen de vingt-deux projets, une commission, sous la présidence de la Section du Ministère Fédéral intéressé, se ralliait à un projet définitif. Mais il fallait assurer, pendant l'inter-

valle de la construction du nouvel ouvrage, le contact entre les deux rives. On décidait donc de déplacer de 26 m vers l'aval l'ancien ouvrage, à la place duquel le nouvel ouvrage, plus large, serait reconstruit.

Ce travail était en lui-même nouveau pour un ouvrage de cette importance et, en cela, les dispositions adoptées offrent des enseignements importants.

Des supports furent établis en prolongement des piles de pierre : deux fois 30 pieux et deux fois 35 pieux furent enfoncés dans le fleuve et coiffés de superstructures d'acier; sur ces pieux furent établis, chaque groupe étant à l'écartement de 1,4 m, des groupes de deux poutres pleines, chacune munie de deux âmes jumelées en sorte que l'appui primitif se trouvait remplacé par quatre poutres (la charge ainsi portée variait par palier de 790 à 940 t).

Ces quatre poutres formaient alors deux voies de ripage, chacune des voies étant placée à 2,90 m de l'autre.

Pour le ripage, seize chariots à rouleaux furent nécessaires au droit des piles, sur chaque voie, les chariots de ripage étaient attelés l'un à l'autre. La charge d'un chariot variait de 245 t, au droit des piles de rives, à 280 t au droit des piles intermédiaires et à 350 t au droit des deux piles voisines de la rive. Le mouvement obtenu était d'ailleurs contrôlé par des instruments optiques.

#### Déplacement en 1949 d'un bâtiment historique à Londres.

Il s'agit de la préparation de la descente et de la descente elle-même d'un bâtiment datant du moyen âge, ayant fait partie du Tudor Palace au Whitehall et utilisé alors comme caves à vins par Henry VIII [12].

La figure 20 montre la situation originale de l'édifice, situation qu'il fallait conserver par rapport au nouveau bâtiment. La largeur de l'avenue avait été très augmentée, en sorte que l'alignement des nouveaux bâtiments se trouvait bien en arrière de la position initiale de la crypte. La figure 21 montre la position finale où devait être descendue la crypte de manière à ne pas gêner la circulation dans la Horse Guards Avenue.

L'ensemble de la crypte est d'ailleurs donné par la figure 22 dans sa position finale, soutenue par des murets et des poutres en double T, ayant servi au transfert de cet ensemble.

Voici quelques indications générales sur cet intéressant travail.

Une garantie avait été donnée par le Parlement, avant la guerre de 1939-1945, que le soubassement en question serait conservé, mais quand on établit les plans des buildings on reconnut que la position du soubassement interférerait à la fois avec le plan et l'élévation de la Horse Guards Avenue. Après un examen de la question il fut décidé :

a) De ne conserver que les parties réellement efficaces du soubassement.

b) De descendre les parties conservées d'environ 6 m et pour cela de préparer une position de repli au-dessous du niveau de la rue en avançant d'un peu plus de 3 m l'emprise du bâtiment sur la « Horse Guards Avenue ».

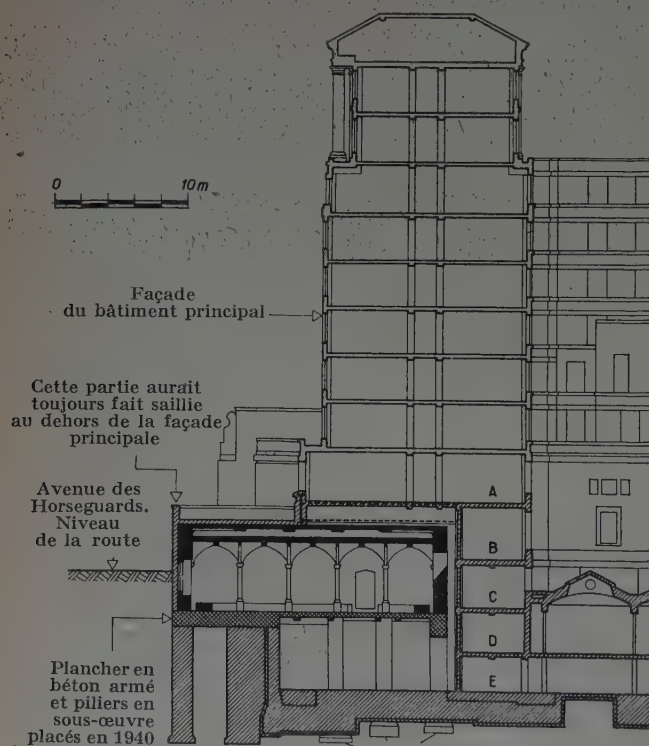


Fig. 20. — Government Offices. Whitehall Gardens. Situation initiale de la crypte par rapport au nouveau bâtiment.

(Extrait du Journal of the Institution of Civil Engineers.)

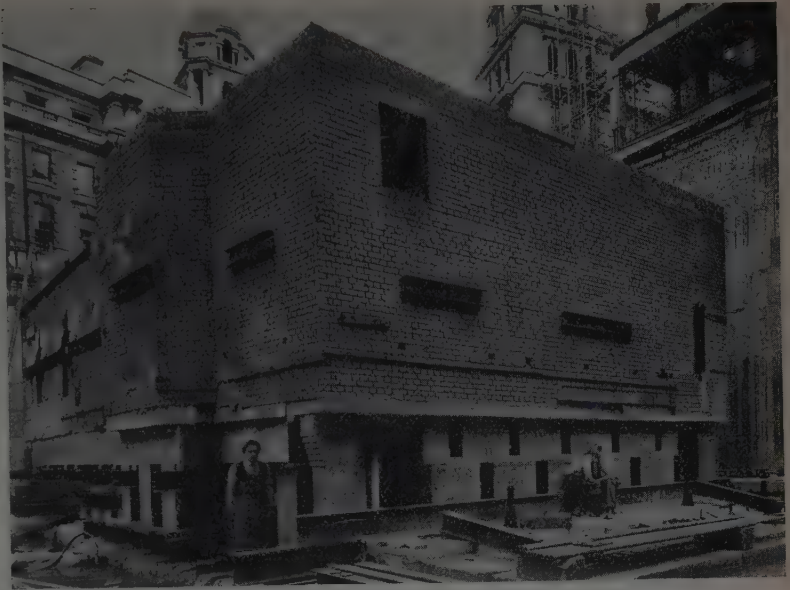
c) De rétablir, à partir d'environ 45 cm audessous du niveau du sol le passage normal de la Horse Guards Avenue.

En fait ce mouvement était suffisant, car il fut établi que la crypte devait d'abord être transférée à un peu plus de 10 m de sa position initiale. Une construction avait été déjà prévue en 1940 près du niveau ancien; des travaux préparatoires avaient déjà été exécutés en conséquence, de sorte qu'il fut décidé d'amener d'abord la construction à 10 m à gauche du niveau primitif, puis à la descendre d'environ 6 m et à ramener enfin l'édifice près de l'emplacement définitif, préparé 3 m plus bas.

Il ne nous est pas possible d'entrer ici dans le détail de tous ces mouvements qui sont décrits dans le document original établi avec tout le soin apporté à ses publications par l'institution des M. I. C. E.

FIG. 22. — Vue du bâtiment posant sur ses nouvelles fondations.

(Photo Journal of the Institution of Civil Engineers.)



#### Déplacement en 1950 de la façade de l'ancien théâtre Municipal d'Amiens.

Nous voici revenus en France, et plus particulièrement à Amiens, où nous allons tirer parti de tous les précédents pour conserver, par une translation sans démontage, la façade historique de l'ancien théâtre Municipal.

Le Bureau Veritas, que je représentais en Compagnie de M. DE LA PÉRELLE, Ingénieur du Bureau Veritas, avait un rôle critique, rôle nécessaire, car bien des difficultés devaient être surmontées et il lui appartenait de vérifier que toutes avaient été prises en considération et résolues d'une manière satisfaisante. Cependant, notre action venait à la fin d'une longue étude à laquelle, d'ailleurs, nous avons été appelés à participer dès l'origine et pour laquelle MM. LECONTE, SALEZ et RÉVILLON, Architectes, avaient progressivement établi les plans, puis l'Entreprise Pérignon et son ingénieur conseil, M. MILLET, s'étaient chargés de l'exécution, après maintes suggestions destinées à assurer la sécurité de l'opération.

Des essais avaient été entrepris aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics en mai 1950. Ces essais avaient pour objet de déterminer expérimentalement la charge acceptable sur un groupe de deux rouleaux de 95 mm de diamètre, placé, entre autres, entre deux rails hauts et deux rails bas.

Le déplacement vertical était très important au départ, car les contacts n'avaient lieu que sur des points isolés, mais il se réduisait très vite jusqu'à n'être plus que le 1/40 de ce qu'il était à l'origine; ainsi, sous une charge de 30 t sur un rail de 60 mm de largeur de roulement, le diamètre du rouleau étant de 95 mm après les variations de début, les différences de diamètre du rouleau étaient, à l'enlèvement de la charge, inférieures à 5/100 du diamètre. Quant aux coefficients de frottement, ils passaient de 0,037 au départ à 0,016 sur des surfaces ayant déjà roulé.

A titre de comparaison, on pourrait étudier l'application à ce cas particulier soit de la formule de Hertz, soit de la formule de Duriez qui, plus récente, est souvent employée. La formule de Hertz est :

$$\frac{P}{ld} = 2,8 \frac{n_0^2}{E}$$

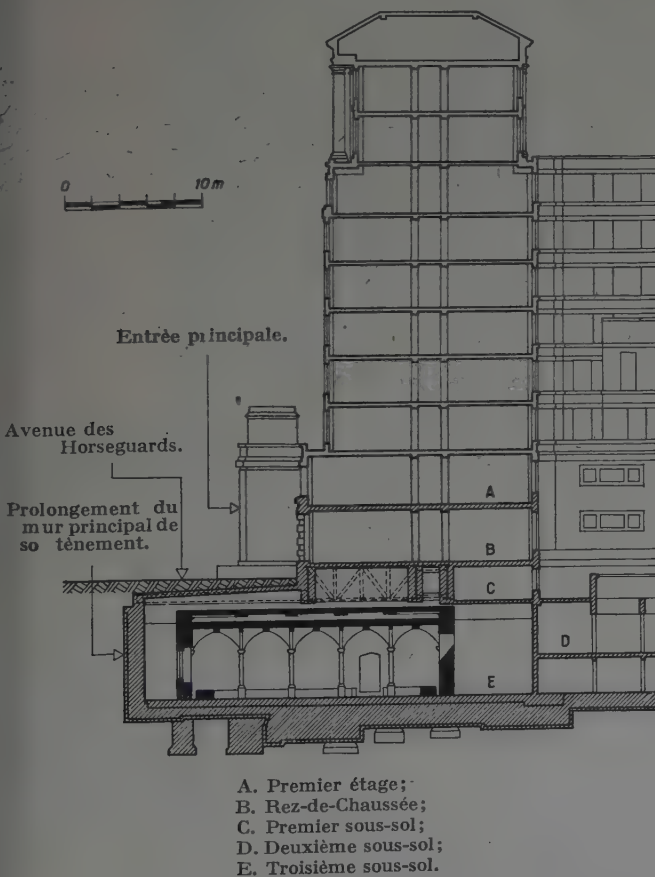


FIG. 21. — Situation finale de la crypte par rapport au nouveau bâtiment.

(Extrait du Journal of the Institution of Civil Engineers.)



et celle de Duriez est, dans le cas général :

$$\frac{P}{ld} = \frac{4}{3} n_0 \sqrt{\frac{n_0}{2 \left(1 - \frac{D}{D'}\right) \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'}\right)}}$$

Elle devient donc ici pour  $D' = \infty$  et  $E = E'$  :

$$\frac{P}{ld} = \frac{4}{3} n_0 \sqrt{\frac{n_0}{E}}$$

Dans ces formules,  $P$  est la charge agissant sur un rouleau de diamètre  $d$  et de longueur  $l$ ,  $D$  et  $D'$  sont les diamètres des surfaces cylindriques (ou des éléments de surface) au contact,  $n_0$  est la pression locale maximum dans le métal,  $E$  et  $E'$  sont les modules d'élasticité des métaux au contact.

Mais, en fait, ces considérations se sont montrées inopérantes, car les conditions d'exécution ont conduit à l'emploi de pressions très inférieures, soit aux chiffres déduits des essais des *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics*, soit à ceux que l'on pouvait déduire des formules de Hertz ou de Duriez.

Vous connaissez par l'exposé de M. SALLEZ, le problème à résoudre (fig. 1 à 5).

Il fallait tout d'abord assurer la stabilité de la façade, puis la monter sur rouleaux et rails en vue du déplacement, enfin, ce déplacement effectué, il devenait possible de redescendre la façade remise définitivement en place sur les supports finaux. Il s'agissait d'un déplacement de 4,400 m à droite, de 4,710 m à gauche, soit une rotation de 2° environ en plus de la translation de l'ensemble.

La façade avait une hauteur de 14 m au-dessus du trottoir, à laquelle il fallait ajouter près de 2 m en sous-sol. La longueur de cette façade atteignait 18,20 m.

Il était, tout d'abord, nécessaire d'assurer la stabilité de la façade qui, seule, subsistait de l'édifice ancien, et cela à quelques 4,60 m en avant de sa position finale. Il y avait lieu aussi de préparer l'infrastructure nécessaire au roulement; celle-ci était constituée par des poutres soutenues par des puits descendant au bon sol. La figure 5 montre ces trois lignes de nouveaux supports.

A l'avant, se trouvaient donc huit puits fondés au solide, c'est-à-dire à 13 m environ de profondeur. La façade devait, après déplacement, être portée par quatre puits principaux réunis par une traverse susceptible de prendre toutes les charges verticales futures mais permettant aussi, au début du mouvement, de servir d'appui intermédiaire pour les poutres précédentes; quatre bacs pleins de gravier devaient assurer la stabilité de l'ensemble (fig. 25).

Au-dessus de ces bacs, quatre fermes aux intervalles de 5,20 m, 7,00 m et 5,60 m devaient assurer la verticalité de l'ensemble en suivant le mouvement (fig. 3). Les fermes étaient maintenues en place, en partant du sommet, par un voile, puis un plancher de 1,40 m de large à 9 m environ au-dessus de la rue. Une traverse de 50 cm de hauteur et de 40 cm de largeur était placée à 4 m environ du sol, c'est-à-dire au niveau du premier étage (fig. 4). Enfin une traverse en forme d'U de 2,10 m de largeur perpen-

diculairement à la rue et de 1,30 m de hauteur était destinée à supporter la façade en sa position définitive.

Il s'agissait donc, en somme, de faire reposer la façade sur quatre lignes de roulement partant des huit points d'appuis placés dans la rue.

En arrière les poutres étaient portées par la traverse définitive et les quatre puits qui recevaient définitivement l'ouvrage. Tout cet ensemble, établi suivant les plans de M. MILLET, Ingénieur E. N. P. C., est décrit plus loin en détail par M. BOURAT.

Il a donc fallu :

a) Établir les huit puits antérieurs, les quatre puits intermédiaires et les quatre puits destinés à recevoir, en arrière, les supports de façade après leur déplacement.

b) Placer sous la façade et sous les poutres de raidissement de celle-ci les pièces longitudinales et transversales destinées à la réunir en un bloc pratiquement indéformable.

c) Disposer sous ces poutres des vérins capables de supporter les charges qu'ils devaient avoir à absorber lorsque la façade serait séparée de ses anciennes fondations et lorsque, par suite, elle serait exclusivement portée par les vérins.

d) Préparer les poutres de roulement haut et bas en les séparant par les galets de roulement.

e) Séparer la façade de ses fondations anciennes et la porter sur les vérins.

f) Faire reposer, à l'aide des vérins, la façade et ses raidisseurs arrières sur les rouleaux de roulement. Ce mouvement vertical était particulièrement délicat puisqu'il devait se limiter à quelques centimètres pour une façade de plus de 18 m de longueur, dont la stabilité était d'ailleurs très précaire en raison de l'âge et de l'état des maçonneries.

g) Procéder au déplacement de la façade et, tout d'abord, opérer une rotation où chaque vérin devait avoir une amplitude différente de celle des vérins voisins; puis effectuer une translation en ligne quelque peu oblique par rapport au déplacement.

h) Rectifier la position finale de la façade s'il était nécessaire.

En fait le travail a été conduit de telle manière que l'ouvrage s'est trouvé finalement en position correcte.

i) Replacer les vérins entre la façade et la poutre de repos final, libérer la façade et ses raidisseurs en position définitive sur les nouvelles fondations.

C'est donc, au total, au moins neuf opérations, chacune très délicate, et pour lesquelles huit journées avaient été prévues.

Or, la préparation fut tellement bien poussée, qu'en 3 jours la façade passait de sa position avancée à sa position finale, encore aurait-il été possible de procéder en deux journées à cette opération si l'Entreprise n'avait pas pris en considération la fatigue imposée au personnel.

Je passe maintenant la parole à M. BOURAT, qui va vous décrire en détail ces diverses opérations, préparées avec le plus grand soin et qui font honneur à l'Entreprise Pérignon.

## LA MISE EN ŒUVRE MATÉRIELLE DU DÉPLACEMENT DE LA FAÇADE DU THÉÂTRE D'AMIENS

Par M. Jean BOURAT

Je vais essayer maintenant d'exposer rapidement les problèmes matériels posés par la réalisation du travail présenté par MM. SALLEZ et PERRIN qui se ramène en somme à un problème de transport terrestre comportant :

- Une voie de roulement ;
- Un corps roulant aussi indéformable que possible ;
- Un moyen de propulsion.

### 1<sup>o</sup> Opérations préliminaires.

A la différence des transports usuels, où ces éléments peuvent être considérés isolément, la réalisation de la

voie et celle du corps roulant étaient liées l'une à l'autre.

Pour pouvoir être déplacée avec le minimum de risques, la façade devait d'abord être rendue stable et transformée en un monolithe.

Comme on peut le voir sur la figure 23, la façade, après le déblaiement, était restée en liaison avec deux éperons de maçonnerie circulaires dans sa partie centrale et avec des pans de murs aux extrémités. Ces contreforts qui lui assuraient une stabilité précaire n'auraient offert aucune garantie de solidité au cours d'un mouvement, en raison de leur mauvais état.

Il fallait donc les remplacer par un système de jambes de force, solidaire de la façade elle-même, ce qui n'aurait

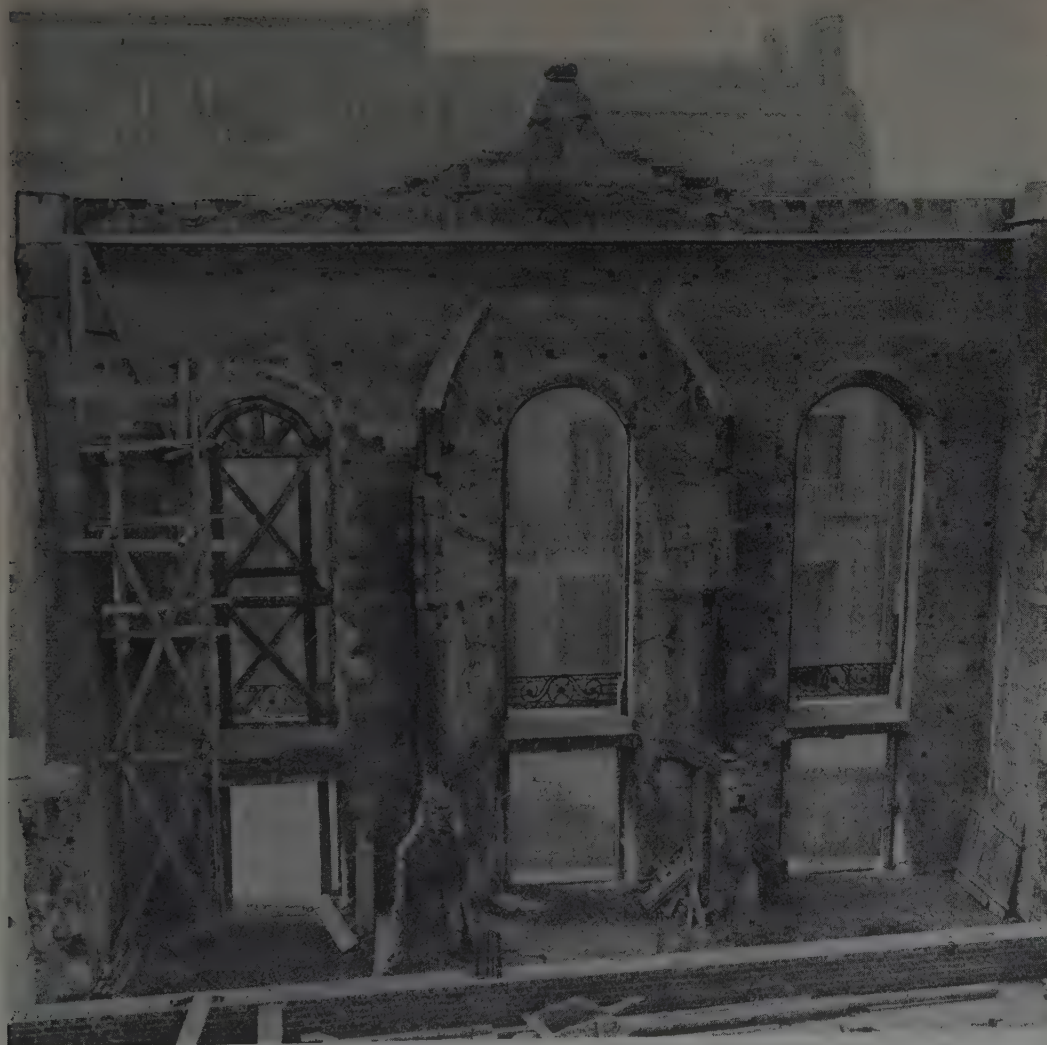


FIG. 23. — Théâtre municipal d'Amiens. Vue de la partie arrière de la façade après déblaiement.





FIG. 24. — Construction de la partie arrière de l'aire de roulement.

pas offert de difficulté spéciale sans la présence, immédiatement à l'arrière de la façade, de caves voûtées, d'une solidité très incertaine et auxquelles on ne pouvait toucher avant d'avoir assuré la stabilité.

L'aire de roulement ne pouvait être construite entièrement tant que les caves n'étaient pas démolies, et cette aire était nécessaire pour servir d'appui aux jambes de force sans lesquelles on ne pouvait démolir les caves.

Il fut donc décidé de construire en premier lieu la partie arrière de l'aire de roulement, qui servirait d'appui à l'extrémité des contreforts (fig. 24), puis la partie antérieure, après démolition et remblai des caves. Cette aire constituait un pont avec longrines porteuses disposées suivant la trajectoire prévue pour les points d'appui de la façade, supportées sur des puits fondés à environ 13 m de profondeur et reliées entre elles par un tablier en béton formant le plancher de service.

Une fois le point d'appui assuré, on pouvait revenir à la réalisation du monolithe roulant.

## 2° Le monolithe roulant.

Les baies furent étré sillonnées au premier étage et remplies en maçonnerie de brique au rez-de-chaussée, l'ensemble de la façade corseté par des tirants en fer profilé, les sculptures protégées par des panneaux de bois.

Les contreforts existants furent démolis successivement, en commençant par ceux du centre, et remplacés par des jambes de force en béton, en forme de demi-fermes, liées entre elles par des poutres et des diagonales. La liaison avec la façade était assurée par un voile en béton plaqué sur la partie postérieure; celle-ci fut débarrassée des éléments de maçonnerie en briques de solidité douteuse et accrochée à la partie antérieure par des fers scellés dans des trous percés en biais, le fond dirigé vers le bas pour assurer un bon remplissage. La disposition de ces trous est visible sur les figures 23 et 24. Ce voile fut coffré et coulé en même temps que les contreforts latéraux.

Ensuite, on entreprit la poutre en forme d'U en béton courant sous toute la façade, qui devait relier les points d'appui des baies entre eux et supporter tout l'ensemble (fig. 4). Cette poutre fut réalisée en deux temps, le fond (âme de l'U) d'abord, les côtés (ailes de l'U) ensuite.

On commença par forer à la perforatrice pneumatique des trous perpendiculaires traversant le soubassement, dans lesquels on fit passer des aciers ronds. Puis, tous les mètres, par éléments de 1 m environ, on fit des saignées de la demi-épaisseur de la façade, d'un côté puis de l'autre (technique classique dans la reprise en sous-œuvre). On releva alors un acier sur deux et on forma les crochets. Ces saignées étaient ensuite remplies de béton, après qu'on eût pris soin de glisser du carton bitumé sur le plan inférieur, ce qui donnait, en fin d'opération, une coupure entre la partie à déplacer et les anciennes fondations.

Il fut pratiqué, dans la partie du soubassement qui devait rester en place, les ouvertures nécessaires aux passages des longrines supportant les chemins de roulement.

Puis furent coffrés et coulés les deux côtés de la poutre en U longitudinale, terminant ainsi la semelle qui devait supporter tout l'ensemble. Les deux ailes de l'U ainsi constitué se trouvaient donc reliées entre elles par les fers précédemment passés à travers le soubassement et reliées également aux contreforts par les fers laissés en attente au moment de la construction.

Le monolithisme de la partie mobile était ainsi réalisé (fig. 3 et 4).

Pour ramener vers l'arrière le centre de gravité de l'ensemble roulant, on avait d'abord envisagé un contrepoids en béton, mais sa démolition risquait d'entraîner des ébranlements fâcheux. Il fut donc remplacé par du gravillon placé dans des entonnoirs en bois (5 t de charge par entonnoir) (fig. 25).

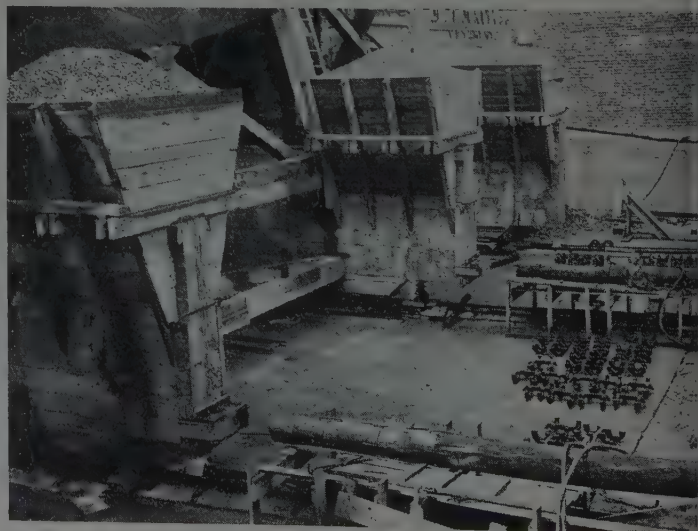
## 3° Voies de roulement.

Dans le même temps avait été coffrée et coulée la partie antérieure des longrines sous voies de roulement.

Chaque ferrailage de longrine pesait environ 1500 kg et était préparé à l'avance avant d'être engagé dans l'ouverture aménagée à cet effet dans les anciennes fondations. Après décoffrage, on bloqua les longrines dans la partie des anciennes fondations qui devait rester en place.

Le roulement devait s'effectuer sur des rails Vignole de 46 kg au mètre courant, posés côte à côte, les patins

FIG. 25. — Contrepoids constitué par des trémies remplies de gravillon.





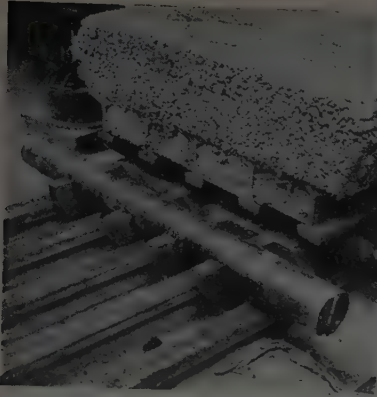


FIG. 26. — Voies de roulement supérieure et inférieure.



FIG. 27. — Dispositif de jumelage des roulements.

étant séparés seulement par des tiges scellées dans le plan de roulement et recevant des crapauds fixés aux tiges par des écrous. Les sabots de roulement fixés sous la façade devaient également être constitués par des rails identiques, mais placés le boudin en bas, entretourés par des tubes, l'ensemble noyé dans du béton. Les rouleaux de 1,05 m de longueur étaient constitués par de l'acier comprimé de 100 mm de diamètre (fig. 26 et 27).

M. PERRIN vous a parlé des essais préalables effectués aux *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics*, pour déterminer les conditions de déformation de l'ensemble « rouleaux-rails » sous des charges très supérieures à la charge prévue, ceci, pour tenir compte des surpressions locales pouvant résulter d'un défaut de portée éventuel des rouleaux sur les rails par suite d'irrégularités des surfaces.

La mise en place des rails de roulement se fit au travers des saignées pratiquées dans les anciennes fondations aux endroits voulus.

L'orientation, ainsi que celle des sabots, devait en être déterminée avec le plus grand soin, puisque le mouvement de la façade ne se faisait pas suivant une direction perpendiculaire à son plan et qu'il était nécessaire que les sabots de roulement fixés à la façade se trouvent à chaque instant exactement à l'aplomb des rails de roulement.

Cette condition entraînait la présence de voies distinctes pour les rouleaux sous façade et les rouleaux sous contrefort.

M. MAZERON, Ingénieur E. C. P. de l'*Entreprise Pérignon*, qui avait dirigé l'exécution des travaux de préparation, s'occupa personnellement de la détermination rigoureuse de cette orientation.

Le nivellement des ensembles fut fait avec le plus grand soin possible par calages en tôle d'acier sous les patins.

La façade fut alors mise sur vérins hydrauliques de 30 t, au nombre de vingt-quatre, les rouleaux placés sur les voies. Au-dessus des rouleaux, les sabots de roulement furent bloqués dans un béton les rendant solidaires de la semelle de l'U qui supportait la façade, le coffrage entre rails réalisé par des lames d'éverite glissées entre les rails. Les sabots de roulement des extrémités des contreforts furent réalisés suivant la même méthode.

Cela fait, on démolit alors ce qui restait de la maçonnerie entre le dessous de la poutre support et le niveau du radier de service, la façade ne reposant plus que sur les vérins. On termina le radier sous ces parties de la façade qui était ainsi prête à être déplacée.

Ces travaux furent réalisés avec du ciment H. R. I.

#### 4° Les instruments de contrôle :

Avant le début du mouvement, des instruments de contrôle et de sécurité avaient été placés. Ils comprenaient :

— A chaque extrémité, un décimètre fixé par son extrémité à la façade et pouvant coulisser sous un index fixé aux murs de butée des vérins de poussée ainsi qu'un fleximètre permettant de juger la valeur ainsi que la régularité du déplacement.

— Deux fils à plomb, fixés à la partie supérieure de la façade et passant devant des règles munies d'un repère à la partie inférieure permettant de surveiller une inclinaison éventuelle, une torsion ou un gauchissement.

— Un fil transversal, enfin, tendu au-dessus de la poutre en U et touchant des pointes repères, aurait permis de constater une courbure éventuelle.

En outre, des témoins en plâtre avaient été mis sur les quelques fissures que présentait la façade.

#### 5° L'organe moteur.

La commande du déplacement avait été prévue par huit vérins de poussée, disposés dans une fosse munie de boutons devant la façade et deux vérins de retenue placés en butée à l'arrière des contreforts centraux (fig. 28-29).

Le roulement devait se faire en deux phases : la rotation, puis la translation biaise.

FIG. 28. — Vérins de poussée.







FIG. 29. — Vérins de retenue.

Pour le mouvement de rotation, les rouleaux furent disposés au moyen de grilles gabarits en bois, de manière que leurs axes convergent vers le centre de rotation, opération particulièrement délicate qui fut aussi l'objet de tous les soins de M. MAZERON.

Les rouleaux sous le contrepoids le plus voisin du centre de rotation se trouvaient suivre presque à angle droit la direction des rails. On utilisa, en ce point, des rouleaux courts de 20 cm de longueur et de 80 mm de diamètre, placés entre deux plaques de tôle de 10 mm.

Une butée fixe (fig. 30) constituée par une console en fer profilé et un réglage par vérins matérialisaient le centre de rotation.

Pour tenir compte des glissements indispensables, puisque théoriquement ces rouleaux qui auraient dû être coniques ne l'étaient pas, rouleaux et rails furent abondamment enduits de graisse graphitée.

On baissa les vérins pour faire reposer la façade sur les rouleaux. Par mesure de prudence, le mouvement horizontal fut amorcé avec quatre vérins manœuvrés très doucement. Le départ se fit sans à-coup.

Au cours de la rotation, il fallut, vers le milieu de l'opération, soulever à nouveau la façade pour rectifier la position des rouleaux, dont certains venaient se toucher par une extrémité.

Ceci fait, l'opération s'acheva sans autre incident. Commencé à 7 heures du matin, le mouvement de rotation était terminé à 10 heures. On supprima alors le point fixe, centre de rotation, et on remit la façade sur vérins pour disposer les rouleaux parallèlement les uns aux autres en vue de la translation.

Des griffes spéciales assuraient le parallélisme des rouleaux et leur écartement qui auraient pu être compromis par un défaut de portée en cours de roulement.

Le mouvement amorcé avec quatre vérins se révéla suffisamment doux pour qu'il ne soit pas nécessaire d'utiliser les huit vérins. Dès lors, le mouvement se poursuivait en utilisant alternativement les vérins par groupe de quatre, ce qui permettait de préparer le calage des vérins d'un même groupe pendant que l'autre groupe était en action.

La mise au point de la technique du calage demanda l'après-midi de la première journée; au début la façade ne reculait guère que de 25 cm par heure. Cette vitesse fut ensuite plus que doublée. Le travail, interrompu à la fin de la deuxième journée en raison du dimanche ne reprit que le surlendemain matin. A 11 heures, la façade était à son emplacement définitif, à 10 mm près, ce qui en direction n'avait pas énormément d'importance. Par contre, elle était trop basse de 12 mm.

L'opération proprement dite du déplacement, commencée le vendredi à 7 heures du matin, avait donc nécessité environ 25 heures.

Il fallait de toutes façons remettre la façade sur vérins pour dégager les rouleaux. Profitant de cette opération, elle fut remise à la hauteur voulue, calée par des blocs de béton préfabriqués surmontés de fers en I de 160 mm et l'ensemble noyé dans du béton de ciment à haute résistance initiale dans tout l'intervalle des chemins de roulement.

La façade resta sur vérins 7 jours. Après quoi on put enlever les rails de la voie de roulement. Seuls les rails renversés fixés sous la façade furent laissés et noyés dans le soubassement terminé en gros béton.

Je me plais à reconnaître que, si la réussite est due à la préparation poussée jusqu'en ses détails, le mérite de la vitesse de réalisation peut en revenir au personnel qui, du Chef d'équipe au manœuvre ont, faut-il le dire, après un certain scepticisme initial, accompli chacun leur mission avec un entrain et une endurance tout à leur éloge.

FIG. 30. — Butée de rotation.



## BIBLIOGRAPHIE

- [1] LÉVI (R.), Le relevage et le sauvetage des ponts métalliques. *Travaux* (déc. 1946), n° 146, p. 441-447.
- [2] MAUZIN (M.), Utilisation des appareils à quartz piézo-électriques pour aider au relevage du pont Morand à Lyon. *Revue générale des Chemins de Fer* (avril 1947), p. 124-127.
- [3] E. A., Application du béton précontraint au relèvement du « pont des Trous » sur l'Escaut à Tournai. *La Technique des Travaux* (janv.-fév. 1949), n° 1-2, p. 47-56.
- [4] WAGNER (Dr. J.), Le nouveau pont du Reich sur le Danube à Vienne (Die neue Reichsbrücke über die Donau in Wien). *Der Stahlbau* (mars 1939), t. 5-6, p. 33-51.
- [5] Un déplacement de maison à Zurich (Eine Hausverschiebung in Zurich). *Hoch und Tiefbau* (août 1926), n° 33, p. 326.
- [6] Déplacement de pont sur la Birs à Basel-Birsfelden (Verschiebung der Birsbrücke Basel-Birsfelden). *Schweizerische Bauzeitung* (oct. 1932), vol. 100, n° 16, p. 212.
- [7] SPITZ (A.), Un cas peu ordinaire de déplacement et de rotation d'immeuble (Aussergewöhnlicher Fall einer Gebaudeverschiebung und drehung). *Zeitschrift des Osterr. Ingenieur und Architekten-Vereines* (1937), t. 43-44, p. 290-292.
- [8] BATHE (W.), Déplacement d'une maison (Ein Haus wurde verschoben). *Neue Bauwelt* (1950), t. 22, p. 353-355.
- [9] SCHNELLE (F.), L'exhaussement d'un plancher en béton (Hochdrehen einer Betondecke). *Das Baugewerbe*, n° 10, p. 263-264.
- [10] CASS (W. G.), Déplacement d'immeubles. Technique russe (Moving buildings. Russian technique). *Civil Engineering* (nov. 1944), p. 250-252.
- [11] CAMBON (J.), Déplacement de l'Hôtel de Ville de Randers au Danemark. *Travaux* (avril 1946), p. 141 et 143.
- [12] WHITE (L. S.) et GARDNER (G. A.), Government Offices, Whitehall Gardens. Problème particulier du déplacement d'un bâtiment historique (The special problem of the re-sitting of an historic building). *Journal of the Institution Civil Engineers* (mai 1950), n° 7, p. 222-251.
- [13] Déplacement d'un bâtiment entier. Maintien complet des distributions (eau, gaz, électricité) pendant l'opération (Relocation of an entire building. Full services maintained during operation). *Contractors Record and Municipal Engineering* (mars 1949), vol. 1, n° 1, p. 22-25.
- [14] Déplacement d'un bâtiment en béton à l'aide de treuils (Concrete building moved by winch trucks). *Construction Methods* (avr. 1947), p. 96 et 97.
- [15] Déplacement d'un grand bâtiment en béton (Large concrete building takes a trip). *Railway Engineering and Maintenance* (déc. 1946), p. 1298-1300.  
Traduction française. Bulletin de l'A. I. du Congrès des Chemins de fer (sept. 1948), p. 580-585.
- [16] Une blanchisserie située à l'emplacement d'un nouvel hôpital est soulevée et déplacée (Laundry sits on new hospital site... so contractor picks it up and moves it). *Construction method and Equipment* (août 1950), p. 60 et 61.
- [17] BARNES (P. M.), Déplacement d'un hangar de 2 500 t (Moving a 2 500 ton hangar building). *Engineering News Record* (sept. 1941), vol. 127, p. 353.
- [18] SPENCER (C. B.), Déplacement par une nouvelle méthode d'un bâtiment à ossature métallique. Pavillon de l'hôpital Willard Parker à New York déplacé de 18 m sur rouleaux au moyen de vérins hydrauliques (Steel-frame building moved by new method. Pavilion of Willard Parker Hospital, New-York, transported 60 feet on rollers by means of interconnected hydraulic jacks). *Civil Engineering* (nov. 1941), vol. 11, n° 11, p. 659-662.
- [19] Rien ne roule aussi bien qu'une bille... aussi 300 000 billes permettent de déplacer à Québec un monastère de quatre étages pesant 3 100 t (Nothing rolls like a ball... so 300 000 of 'em move a 3 100 ton four-story stone monastery in Quebec). *Construction Methods and Equipment* (nov. 1949), p. 42-47.
- [20] Reprises en sous-œuvre, pratique et applications (Underpinning, its practice and applications). *Columbia University press*. N. Y., 1950, 374 p., 200 fig.





FIG. 31. — Théâtre d'Amiens. État définitif de la façade.

JUIN 1952

Cinquième Année, N° 54.

Série : QUESTIONS GÉNÉRALES (XVIII).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCES DES 27 FÉVRIER ET 8 JUIN 1951

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. LEPAN-DREVDAL**,  
Directeur Général Adjoint de l'AFNOR.

## APPLICATION ET ORIENTATION DE LA NORMALISATION DANS LE BATIMENT

Par **M. A. GIGOU**,

Architecte D. P. L. G. - Ingénieur E. C. P.  
Chargé du Service Bâtiment à l'AFNOR.

### SOMMAIRE

	Pages.
Généralités. Plan de l'exposé .....	651
Terminologie .....	652
Degrés dans le caractère obligatoire des normes .....	652
Méthodes d'essais .....	653
Conditions d'emploi .....	653
Marques de qualité .....	653
Application de la normalisation dans le bâtiment .....	655
Modulation .....	655
Menuiserie .....	657
Matériaux de couverture .....	660
Plomberie .....	663
Quincaillerie .....	665
Maçonnerie .....	665



## ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

Je veux tout d'abord, au nom de l'AFNOR, remercier l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* d'avoir provoqué la réunion de ce soir et de donner ainsi à M. GIGOU la possibilité de vous entretenir d'un sujet qui nous tient particulièrement à cœur : celui de la normalisation dans le domaine du bâtiment.

C'est en 1931 que s'est réunie pour la première fois la *Commission Générale du Bâtiment*, dont les travaux, reprenant ceux amorcés par le C. P. S. en 1918 ont, timidement d'abord, et de façon plus complète par la suite, permis d'établir l'ensemble des normes se rattachant directement à la construction immobilière, sans compter celles de domaines connexes, tels que le bois, le fer, l'équipement ménager, etc.

Nous pouvons donc considérer que notre réunion permettra de faire le point de vingt ans de travaux concernant la normalisation du bâtiment.

Je veux également remercier très sincèrement tous ceux, architectes, entrepreneurs et techniciens de la construction qui ont apporté leur concours à l'AFNOR et particulièrement ceux du début qui ont accepté, à une époque où la normalisation se com-

prenait surtout dans les domaines de la mécanique, de participer aux premières réunions. Chercher à citer les noms de tous les ouvriers de la première heure m'exposerait à être ingrat par omission, mais je tiens à rendre hommage à la mémoire de M. André BÉRARD, Président de l'*Office Général du Bâtiment et des Travaux Publics*, qui avait bien voulu présider la Commission Générale du Bâtiment et dont les conseils furent si précieux dans cette période de démarrage. Conseils qui, il faut bien l'avouer, ont consisté très souvent à modérer l'ardeur du néophyte en normalisation que j'étais en lui montrant toute la prudence qu'il fallait apporter dans un domaine où les considérations artistiques côtoient constamment les problèmes techniques et économiques.

La tradition, qui est une des formes de la normalisation, veut que le Président présente le conférencier. Ce serait pour moi un plaisir que de vous faire un grand discours sur mon ami GIGOU, mais ce serait limiter d'autant son exposé et ce serait bien inutile, puisque vous savez toute la part prise par M. GIGOU, Architecte D. P. L. G. et Ingénieur des Arts et Manufactures, dans les travaux de normalisation, soit lorsqu'il dirigeait le *Bureau de Normalisation du Bâtiment et des Travaux Publics*, soit à la tête du *Service du Bâtiment* de l'AFNOR.

### RÉSUMÉ

Avant d'ouvrir le débat sur l'application effective de la normalisation dans le bâtiment, l'auteur en expose les principes. Il rappelle notamment les distinctions à faire entre : normalisation, standardisation et typification. Il montre l'importance de la modulation, base de la normalisation dimensionnelle, ainsi que l'utilité des cotes d'interchangeabilité et d'encombrement. Il souligne l'intérêt des normes de qualité des produits, et des méthodes de contrôle qui se traduisent par l'attribution des marques de qualité. Il précise le sens des codes des conditions minimales d'exécution, véritables règles de l'art enfin écrites.

Le débat s'instaure sur les points suivants relatifs à l'application de la normalisation dans le bâtiment :

1° Possibilités pratiques de la modulation, ses rapports avec les lois de l'esthétique. Application du module et conditions de la préfabrication.

2° Rapport direct entre l'application des normes de la menuiserie et celle des débits de bois.

3° Effort à accomplir pour la normalisation des matériaux de couverture tels que : bois de couverture, tuiles d'emboîtement, tuiles plates, tuiles canal, ardoises, aluminium.

4° La normalisation dans la plomberie :

a) Difficulté dans l'application de certaines normes de plomberie;

b) Établissement de la normalisation de qualité des appareils sanitaires.

5° Création de la marque de qualité pour la quincaillerie de bâtiment.

6° Difficultés rencontrées dans la normalisation des travaux de maçonnerie et dans l'application des normes concernant les pierres de taille et les briques.

### SUMMARY

Before opening the discussion on the effective application of standardization to construction, the author presents its principles. Particularly, he reviews the distinction to be made between standardization and the limitation of the number of types. He shows the importance of dimensional standards and their multiples, the basis of dimensional standardization, as well as the usefulness of dimensions which are interchangeable within structures as well as overall. He stresses the importance of quality standards for products and control methods, which can be acknowledged by granting of marks of quality. He defines the meaning of codes which regulate acceptable performance conditions, real rules of the building art finally reduced to writing.

The discussion deals with the following points relative to the application of standardization to construction :

1° The practical possibilities of dimensional standardization and its relations to the laws of esthetics. Applications of the dimensional standards and conditions of prefabrication.

2° Direct relation between the application of carpentry standards and those of saw lumber.

3° The effort still to be done in the field of standardization of roofing materials such as : roofing lumber, hollow tiles, ordinary roofing tiles, tile pipe, slate, aluminium.

4° Plumbing standardization :

a) Difficulty of applying certain plumbing standards;

b) Establishing the quality standards for sanitary appliances.

5° Creation of quality marks for building hardware.

6° Difficulties encountered in standardizing masonry work and in application of standards to building stone and bricks.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'*Institut Technique* ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

## EXPOSÉ DE M. GIGOU

### GÉNÉRALITÉS. PLAN DE L'EXPOSÉ

Avant d'aborder le sujet de cette conférence, je voudrais préciser, pour vous tous qui vous intéressez à des titres divers à la technique de la construction civile, à son évolution, à son industrialisation — en bref, à l'avenir même du bâtiment —, quelles ont été mes intentions en acceptant l'invitation de l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* à venir vous parler de normalisation.

Je n'avais pas, tout d'abord, l'intention de m'attarder à définir une nouvelle fois la normalisation, ni les avantages qu'on peut attendre de cette discipline. Plus d'un conférencier l'a fait avant moi, de cette tribune même, et de nombreux articles ont paru dans des revues spécialisées de l'industrie du bâtiment. Pourtant, au cours d'une réunion destinée à préparer le débat qui doit succéder à cet exposé et qui doit représenter le véritable intérêt de cette réunion, plusieurs objections m'ont été faites, qui m'ont amené à modifier mon point de vue. La nécessité de préciser quelques définitions m'a conduit, par suite d'une déformation professionnelle dont je m'excuse, à penser qu'au fond ma conférence devait être normalisée comme beaucoup d'autres produits et que je n'avais qu'à suivre un plan tout tracé, celui que nous appelons, dans notre jargon de normalisateurs, le plan type des normes de produits et qui offre, d'une part, au fabricant de normes un fil conducteur commode pour ne rien oublier, et d'autre part, à l'utilisateur des normes, certains poteaux indicateurs qui lui permettent de retrouver dans chaque norme, aux mêmes endroits, les mêmes correspondances.

Il m'a paru piquant de suivre ce plan type dont je vous donne très succinctement les têtes de chapitres :

- 1° Objet et domaine d'application, définition, classification;
- 2° Conditions de fabrication;
- 3° Spécifications techniques;
- 4° Échantillons et éprouvettes; méthodes d'essais;
- 5° Conditions d'emploi;
- 6° Marquage et conditionnement.

Je commencerais donc mon exposé par un peu de terminologie. Normalisation, Standardisation, Typification : autant de termes dont il est utile de préciser le sens pour que le débat qui s'ouvrira par la suite s'appuie sur des idées bien établies.

Je voudrais ensuite voir l'incidence de la normalisation sur les « conditions de fabrication » du bâtiment, c'est-à-dire voir quel intérêt elle offre, d'une part, pour la production de matériaux de construction, d'autre part, quelle est son influence aussi bien au bureau d'études de l'architecte que sur le chantier pour l'entreprise.

Dans le chapitre « Spécifications techniques », je vous parlerai des différences essentielles entre normes dimensionnelles et normes

de qualité, puisque c'est là que se situe la pierre d'achoppement de la normalisation.

Sous le titre « Échantillons et éprouvettes; méthodes d'essais », j'aborderai la question si importante du contrôle et de la réception des matériaux et des ouvrages.

Le chapitre « Conditions d'emploi » m'amènera à vous parler des codes des conditions minima d'exécution.

Enfin, sous l'en-tête « Marquage et conditionnement », je vous parlerai du marquage des produits et notamment des marques de qualité.

Je voudrais, ayant terminé cet exposé, ouvrir alors le débat qui doit montrer dans quelle mesure la normalisation du bâtiment est appliquée, comment elle est appliquée et, s'il y a lieu, quelle doit être son évolution pour qu'elle soit appliquée.

Je voudrais, m'adressant particulièrement à mes confrères, essayer entre autre de dégager les leçons que l'on a pu tirer de l'expérience en appliquant le principe de la modulation aux constructions nouvelles.

Ensuite, je voudrais, dans un large tour d'horizon, aborder chacun des domaines particuliers aux corps d'état du bâtiment, et c'est alors que je demanderai aux entreprises de me faire connaître leurs opinions et leurs critiques des normes qui sont actuellement en vigueur. Une norme est un document vivant qui doit refléter l'évolution de la technique pour en fixer à certains stades les constantes sur lesquelles tout le monde est d'accord.

Je me tournerai également vers les producteurs de matériaux de construction, car c'est d'eux que dépend, en grande partie, le succès de la normalisation. Je leur demanderai de faire connaître leur avis sur les écueils qu'ils ont rencontrés pour appliquer la normalisation actuelle.

Je n'oublierai pas non plus la préfabrication, cet espoir de renouveau du bâtiment. Il y a huit ans, un article paru dans le *Courrier de la Normalisation* sous la signature de mon confrère CHANUT et intitulé « Aperçu sur le proche avenir », laissait prévoir le développement de l'industrialisation du bâtiment à laquelle nous assistons actuellement.

A cette époque, cet article souleva un tollé général, réaction bien naturelle et classique devant une idée nouvelle. Et pourtant, nous voici devant des réalisations nombreuses qui se développent chaque jour. Je pense que si on ne peut dissocier la préfabrication de la normalisation qui en est la base, peut-être certaines mises au point sont-elles nécessaires pour l'avenir.

En définitive, les conclusions que je voudrais tirer de cet exposé et de ce débat devraient servir de bases à de nouvelles directives pour le développement et l'orientation de la normalisation du bâtiment.



## Terminologie.

Faisons donc un peu de terminologie.

Normaliser, standardiser, typifier. Ces mots ont-ils des sens identiques ou seulement voisins ? Je saisis, chaque fois qu'elle se présente, l'occasion de préciser ces termes qui prêtent souvent à confusion car ils sont employés très souvent l'un pour l'autre.

La subtilité de la langue française est grande puisque au moment de définir le mot « normaliser » j'hésite entre plusieurs nuances que je sens notamment entre les mots : norme, normal, normalisation, normaliser, normalisé, tous issus d'une même racine latine : norma qui veut dire règle.

Normal est un terme courant de la langue française que je ne m'attarderai pas à définir.

Mais, norme, normalisation, normalisé, ont des sens bien particuliers qu'il est bon de préciser : normalisé, notamment, doit être employé dans le sens strict de conforme à une norme, ce qui le distingue de normal.

Qu'est-ce qu'une norme ? Pour reprendre la définition qu'en donnait fréquemment notre Directeur Général M. LHOSTE, une norme est un document homologué, c'est-à-dire que, quel que soit le caractère interne du document, le fait qu'il est homologué, qu'il a reçu après la procédure d'usage l'approbation de M. le Commissaire à la Normalisation et fait l'objet d'un arrêté de M. le Ministre de l'Industrie et du Commerce publié au *Journal Officiel*, lui donne un caractère juridique particulier.

L'application de la norme n'offre de caractère obligatoire que pour les administrations publiques. Dans le domaine privé, cette obligation ne résulte que de l'intérêt économique qui s'attache au respect des normes. C'est ici que, pour le bâtiment, nous trouverons les plus grandes difficultés pour leur application. Une norme offre cependant par son contenu certaines caractéristiques particulières. La principale est que pour un produit déterminé la normalisation représente un choix parmi diverses caractéristiques. Très généralement ce choix ne porte que sur certaines spécifications, par exemple les caractéristiques géométriques, et encore ne sont-elles pas toutes déterminées.

Le caractère essentiel de la normalisation est donc de laisser le plus grand degré de liberté aux usagers sauf sur quelques points qui font l'objet de la norme.

Il n'en est pas de même de la standardisation ou plutôt de la typification. Standardisation est un mot anglais dont la traduction littérale est normalisation mais qui a pris en français une acception particulière telle qu'il vaut mieux ne pas l'employer comme synonyme de normalisation et qu'on doit lui préférer le mot de typification.

La typification consiste à déterminer complètement toutes les caractéristiques d'un produit ou d'un ouvrage.

La typification est donc une normalisation, mais poussée à l'extrême de telle sorte que plus aucun degré de liberté n'existe pour l'usager. Nous allons voir d'ailleurs que les normes du bâtiment se partagent justement entre ces normes à degré de liberté élevé et celles qui définissent des types bien arrêtés.

## Degrés dans le caractère obligatoire des normes.

Il s'agit maintenant de déterminer l'influence des normes sur les conditions de fabrication. L'architecte voit toujours d'un mauvais œil s'ajouter une pierre à l'édifice des contraintes qui pèsent sur son œuvre. L'architecte proclame la liberté de son art, et pourtant dès qu'un programme se présente, c'est une prison qui se ferme sur lui. Il faut d'abord satisfaire aux conditions du programme. Il doit aussi, dans des cadres plus généraux, satisfaire aux contraintes administratives, urbanistiques, aux règlements de grande et de petite voirie, aux règlements sanitaires, ordonnances de police, etc. Surtout, il doit satisfaire aux lois de la composition.

Son parti est donc un résultat, ou pour prendre une comparaison tirée de la mécanique, on peut dire que le parti est un programme en équilibre sous différentes contraintes. La normalisation est-elle donc seulement une contrainte supplémentaire ? Non, et je le dis fortement car dans cette discipline nous trouvons des possibilités de faciliter notre choix.

C'est ici que le caractère d'obligation des normes à des degrés divers doit être mis en évidence. Je voudrais rappeler sans m'appesantir que la base de la normalisation du bâtiment a été la modulation. Bien que née après d'autres normes, la norme de modulation P 01-001 est la première des normes de cette classe P qui, soit dit en passant, est la lettre caractéristique des normes spécifiques du bâtiment.

Dans sa concision caractéristique, elle dit :

« Afin d'assurer :

« 1° La cohérence dans la normalisation dimensionnelle du bâtiment ;

« 2° La coordination des corps d'état lors de la mise en œuvre, notamment pour l'emploi d'éléments préfabriqués, les cotes nominales définies par les normes particulières pour les dimensions des parties, éléments et matériaux de construction doivent être des multiples du module 10 cm ou au moins des sous-multiples 5 cm ou 2,5 cm. »

La norme de modulation s'impose avec une obligation d'autant plus grande que son degré de liberté est plus grand.

Les normes plus particulières qui définissent certains éléments du bâtiment tels que portée de planchers, hauteurs d'étages, baies pour portes et fenêtres, ont limité par des dimensions préférentielles la trop grande liberté offerte par la norme de modulation. Ces normes offrent donc moins de liberté dans le choix mais par contre leur degré d'obligation est évidemment moindre.

Enfin, et c'est ici que je pense aux entrepreneurs et aux producteurs de matériaux, il convenait de voir dans la normalisation un moyen d'abaisser le prix de la construction par la construction d'ouvrages en série. Ces séries ne peuvent réaliser cette économie que si les ouvrages sont suffisamment nombreux et par suite les types proposés doivent être en nombre réduit.

On arrive donc à une typification assez poussée de certains éléments tels que croisées ou portes, tuyauteries, etc. Ici, le caractère d'obligation ne peut être envisagé que pour des besoins très particuliers, la reconstruction par exemple ; mais si l'architecte reste libre de son choix, des raisons économiques pourront l'inciter à choisir les dimensions normalisées parce qu'il pourra les trouver en stock, donc à meilleur marché ou dans des délais plus réduits.

En réalité il y a encore quelques distinctions à faire entre les normes ou plus exactement entre les objets des normes. C'est ce que suggère le titre *Spécifications techniques* que me souffle le plan type. Par un souci constant de classer les idées dans un ordre logique, ce chapitre se divise en plusieurs paragraphes traitant des caractéristiques géométriques, mécaniques, physiques, chimiques, etc.

Les premières semblent sans conteste les plus importantes puisqu'au fond une partie de l'opinion est persuadée que la normalisation dimensionnelle est la seule qui existe. Il est bien exact que c'est l'idée directrice de la normalisation, mais en réalité l'ensemble des autres caractéristiques d'un produit qui permettent de mesurer ses qualités dans la mesure du possible, représente un avantage particulièrement intéressant de la normalisation.

Je pense que tout à l'heure le débat va s'orienter vers les normes dimensionnelles car c'est là que s'opposent les différents intéressés. Les producteurs, pour des raisons d'outillages parfaitement défendables, sont vivement intéressés par une normalisation stable. Les usagers au contraire renâclent à se laisser brider dans leur imagination créatrice par des typifications trop poussées.

Je voudrais cependant attirer votre attention sur le caractère de certaines cotes dimensionnelles intéressant au premier chef la normalisation : les cotes d'interchangeabilité et les cotes d'encombrement. Il a été reconnu depuis longtemps, par les industries mécaniques notamment, qu'il est indispensable de fixer un certain nombre de cotes qui règlent l'interchangeabilité du produit. Toutes les autres sont laissées à la liberté des constructeurs ou des architectes.

C'est là un fait essentiel. Peut-être le débat va-t-il nous montrer que nous nous sommes laissés entraîner vers une typification trop poussée alors que la fixation des cotes d'interchangeabilité est suffisante.

Je pense notamment aux menuiseries sur lesquelles, si vous le voulez bien, je reviendrai tout à l'heure.

Il n'en est pas de même des normes de qualité dans la mesure où les maîtres d'œuvre et les entrepreneurs sont soumis solidairement à la responsabilité décennale par les articles 1792 et 2270 du Code Civil.

Les producteurs eux-mêmes doivent se défendre contre les brebis galeuses de leur profession et sont les premiers à essayer de réglementer la qualité de leur produit.

Si aucune opposition de principe ne se fait jour contre la normalisation de qualité, nous verrons tout à l'heure, si dans la réalité nous ne nous heurtons pas à certaines difficultés.

#### Méthodes d'essais.

A quoi servirait de fixer la qualité des ouvrages par des chiffres significatifs si l'usage ne peut les contrôler ? C'est pourquoi ces chiffres n'ont de valeur véritable que si les méthodes de contrôle, c'est-à-dire les *méthodes d'essais* et les épreuves sur lesquelles elles s'exercent, sont parfaitement définies.

Il y a six ou sept ans, le *Bureau de Normalisation du Bâtiment et des Travaux Publics* avait réuni une Commission plénière de ses membres pour examiner les projets de normes qui devaient, par la suite, être transmis à l'AFNOR. Il me souvient que la question qui se posait était relative au calorifugeage des conduites de chauffage. Il s'agissait de donner des spécifications d'isolement assez précises du calorifuge. Lorsque le Président demanda quelles étaient les méthodes qui permettaient de mesurer ces caractéristiques, sans sourciller, l'ingénieur qui étudiait le projet répondit : « Il y en a sept, malheureusement aucune ne donne de résultats comparables. » Il a donc fallu abandonner toute idée de normalisation puisqu'il n'était pas possible, dans l'état des choses, de définir une méthode *unique* de mesures de l'isolement.

Il y a donc nécessité, pour que la norme de qualité réponde à son but, de préciser les mesures et les conditions de leur exécution.

Ceci ne signifie d'ailleurs pas qu'il faille être entièrement d'accord sur la réalité et la légitimité scientifique d'un procédé de mesure pour qu'une normalisation soit possible. Il suffit, et c'est là le véritable rôle de la normalisation, que tout le monde s'entende sur une certaine méthode d'essai et une certaine machine d'essai pour que la normalisation ait rempli son devoir. Certains architectes du siècle dernier faisaient de l'architecture sur le tas en mesurant leurs chantiers à l'aide du parapluie, de circonstance à cette époque. Après tout, un parapluie c'est une pige de longueur donnée, c'est un étalon. Qu'on fasse donc des parapluies normalisés pour mesurer des grandeurs qui ne seront peut-être pas scientifiques mais permettront en attendant de mettre des chiffres sous des éléments aussi disparates !

#### Conditions d'emploi.

En parlant de *conditions d'emploi*, c'est à une série de normes très particulières du bâtiment que je veux me référer. Je veux parler des codes des conditions minima d'exécution. Ces codes sont-ils de véritables règles de l'art, enfin écrites ?

Il s'agit là d'indiquer la meilleure manière d'utiliser les matériaux et la meilleure façon de réaliser un ouvrage.

Le caractère d'obligation qui caractérise ces codes s'attache surtout à la manière dont ils ont été établis.

Grâce à la collaboration constante et complète des techniciens du bâtiment, des ingénieurs, des architectes, on a pu définir les conditions minima d'exécution d'un ouvrage, c'est-à-dire les conditions au-dessous desquelles, pour des raisons intéressantes soit la sécurité soit le bon fonctionnement, il ne faut pas descendre. Par contre, rien n'empêche, sinon l'économie, de prévoir mieux que le code. Malheureusement, ces codes n'existent pas encore pour tous les corps d'état.

A ces codes, il faut peut-être rattacher certaines normes telles que les règles d'utilisation du bois dans la construction qui sont non seulement venues dans le domaine particulièrement délicat du bois et de la charpente offrir aux techniciens les solutions les mieux adaptées et les plus économiques concernant la sécurité, mais encore ont été l'occasion de renouveler dans un certain sens les formules classiques de calcul de résistance des matériaux, par exemple en ce qui concerne le flambement.

#### Marques de qualité.

Enfin, le dernier chapitre du plan type de marquage et conditionnement m'amène à vous parler de ce qui constitue l'aboutissement logique de la normalisation, c'est-à-dire la *marque de qualité*.

Prescrire des cahiers de charges draconiens, indiquer des spécifications jusqu'au dernier carat, préciser les méthodes d'essais, tout cela est très bien, mais une difficulté immédiate se présente à l'usager isolé. Comment contrôler les livraisons ? Cela est possible pour des usagers aussi importants que la S. N. C. F. ou de gros acheteurs qui peuvent prévoir un service réceptionnaire et souvent des laboratoires particuliers chargés de répondre au problème posé. Pour une simple petite entreprise, l'architecte va-t-il prescrire telle ou telle norme et pourra-t-il la contrôler ? voire s'adresser à des laboratoires spécialisés ? Très bien, mais la note du client s'augmentera d'autant. L'idée de faire effectuer d'avance, par un organisme indépendant, le contrôle de cette conformité avec des spécifications déterminées s'est présentée depuis longtemps à l'esprit.

Et nous savons bien que les labels professionnels, les marques syndicales ont eu pour objet de donner une garantie de la qualité ainsi définie.

Ce qui se faisait à l'échelon syndical ou professionnel peut s'étendre à l'échelon national par la marque de conformité aux normes françaises NF.

Créée en 1938, la marque NF progresse chaque année et dans plusieurs domaines nous voyons apparaître le sigle NF. Il intéresse le bâtiment à plus d'un point de vue et il est intéressant de noter que sur douze comités particuliers actuellement créés, quatre intéressent le bâtiment à des titres divers. Je cite les marques :

NF ATG, qui concerne les appareils à gaz ;

NF USE APEL, les appareils domestiques électriques ;

NF UFACD, les appareils à combustibles minéraux solides, et enfin NF VP, Chaux et ciments.

Il y a quelques mois, de cette tribune même M. LAFUMA a dit ce qu'était le contrôle des ciments par la marque NF VP.

Pour être complet, il faut maintenant annoncer la future apparition d'une marque de conformité dans le domaine de la quincaillerie de bâtiment. Pour succéder à la marque SC, accordée par la *Société Centrale des Architectes* à la quincaillerie de bâtiment, une marque provisoirement baptisée SQB va être établie en conformité avec les normes françaises et rentrera dans le sein de la marque NF SQB.



Avant de conclure cet exposé et de vous passer la parole, puisque c'est à vous, Mesdames, Messieurs, que je vais demander dans quelques instants de parler, je voudrais signaler un état de fait significatif.

Peut-être n'a-t-on pas suffisamment réfléchi au fait que la normalisation n'existe pas seulement depuis qu'il y a des normes et une AFNOR pour les publier. Comme M. Jourdain faisait de la prose sans le savoir, l'architecte fait de la normalisation sans le savoir lorsqu'il écrit dans un devis descriptif : « Châssis en fer du commerce de tant sur tant. » Il y a quelques années, quand je m'occupais, au sein du *Bureau de Normalisation du Bâtiment et des Travaux Publics*, d'apporter ma contribution à la normalisation du bâtiment, j'avais pensé que certains domaines qui paraissent

en dehors de la normalisation parce qu'ils touchent à la mode et à la décoration, tels que les agencements de magasins, pourraient eux aussi bénéficier de la normalisation. Je posai au Président d'une Chambre Syndicale qui était fort réticent la question suivante :

— Avec quoi faites-vous vos vitrines ?

— Avec des fers du commerce.

Eh bien, les fers du commerce étaient normalisés, mais il ne le savait pas.

Mais ces matériaux qu'offre le commerce sont-ils tous connus par l'architecte ou par l'entrepreneur ? Pas toujours.

## APPLICATION DE LA NORMALISATION DANS LE BATIMENT

La documentation de l'architecte est souvent fournie par les nombreux prospectus envoyés fort régulièrement par les producteurs, mais quand il faut choisir, c'est toujours le catalogue dont on a besoin qui a disparu ou qui n'existe pas. Et que dire des innombrables modèles de matériaux qui sont sur le marché ? A quel moment l'architecte va-t-il choisir ? Au moment de la finition de son œuvre ou en passant le marché ? La normalisation serait un bon moyen de documentation, car dans un grand nombre de produits elle a fait un choix qui est étudié. Nous avons donc pensé qu'il serait utile de faire un effort de propagande à ce sujet et c'est pourquoi vous voyez ce panneau où sont indiquées les principales normes du bâtiment. Nous avons voulu l'illustrer pour qu'à chaque instant, à chaque moment où l'architecte trace sur sa planche un détail d'exécution, il pense qu'il existe peut-être une norme pour lui faciliter son travail. C'est pourquoi les architectes vont commencer à recevoir, sous un format évidemment plus réduit, ce tableau qui donne les principales normes du bâtiment.

### Modulation.

Je vais donc maintenant vous parler plus précisément de certaines normes qui nous touchent et notamment de la *modulation*. Je vais plutôt vous mettre au courant de l'état actuel de la modulation. Il faut souligner au sujet de celle-ci — j'ai dit tout à l'heure que c'était la base des normes — un fait : c'est que la modulation est internationale ; nous avons constaté que dans un certain nombre de pays étrangers, tels que la Belgique ou la Suède, la modulation a été étudiée comme nous l'avons fait et que ces pays sont arrivés au même module que nous, c'est-à-dire 10 cm. Il y a même mieux, puisque les États-Unis ont étudié une modulation pendant la guerre, alors que nous étions absolument coupés d'eux, et qu'ils sont arrivés à cette chose, que je qualifierai de merveilleuse, de prendre un module de 4 inches, ce qui fait 10,16 cm. Il faut avouer que cette petite différence n'est au fond pas tellement sensible, puisqu'elle serait facilement absorbée par les tolérances admises pour le bâtiment.

Je demande à mes confrères qui voudront bien prendre la parole de bien vouloir donner leur avis ; je voudrais leur poser d'abord la question suivante : Avez-vous, dans vos plans, utilisé la modulation, est-ce que vous en avez tiré toutes les conséquences que nous avons voulu y mettre et surtout avez-vous vu un intérêt, notamment sur le chantier, dans la norme d'application de la modulation ? Nous avons, pour ainsi dire, mis au point une méthode de cotation qui devait permettre, en particulier, de diminuer les erreurs d'implantation, et par conséquent de diminuer les tolérances qui sont je crois un des points sur lesquels nous aurons à revenir.

Je pense que M. MIRABAUD pourrait peut-être nous donner son opinion sur la modulation.

M. MIRABAUD. — Je pense qu'il faudrait définir les différents termes de modulation, standardisation, typification, ces termes sont assez semblables et beaucoup de gens n'en comprennent pas la différence. Il est indispensable de créer, pour le développement industriel dans le bâtiment, un langage qui présente un caractère

fonctionnel. D'une part la construction d'un bâtiment qui met en œuvres des éléments préfabriqués nécessite une bonne coordination, un système de références de dimensions communes, qui porte dans le bâtiment le nom de modulation. Vous avez bien défini la normalisation ; la standardisation est en quelque sorte une unification établie par les industriels pour diminuer le prix de revient. Vous avez parlé de standardisation et de typification en les mettant à peu près dans le même sac. La standardisation doit être une typification dans le temps, dans le choix des types, mais la modulation, la normalisation ont pour but la standardisation. Il est indispensable que chacun voie bien la différence entre ces différents termes. Actuellement pour beaucoup de gens, ce n'est pas clair.

M. GIGOU. — Je pensais ne pas avoir fait de distinction entre la standardisation et la typification, et je voudrais, puisque vous semblez trouver une nuance, vous demander de la préciser.

M. MIRABAUD. — La standardisation est un choix de types, mais il ne faut pas qu'il soit définitif. Le bâtiment évolue et pour les industriels il serait possible de créer une typification, un type pour une durée déterminée, quitte à changer après le standard.

M. GIGOU. — Par conséquent, vous arrivez à cette notion qui est assez précise, c'est que la normalisation — en considérant que la typification en est un cas particulier — est une chose vivante, qu'elle doit évoluer avec la technique et qu'il faut reviser de temps à autres les normes qui sont mises à la disposition des industriels.

M. MIRABAUD. — C'est bien cela.

M. GIGOU. — Pensez-vous que l'on puisse prévoir la durée d'une norme ? Je ne le crois pas.

M. MIRABAUD. — Non.

M. GIGOU. — La limitation dans le temps à laquelle vous avez fait allusion signifie seulement qu'une norme n'est pas éternelle, je crois que c'est tout ce que l'on peut définir.

M. SEMAILLE. — Je voudrais vous demander si vous ne pensez pas qu'il serait bon de faire disparaître les mots de standard et standardisation qui sont à l'origine de pas mal d'erreurs. Leur définition anglo-saxonne ne veut pas dire autre chose que : appareil ou type susceptible de satisfaire le besoin du plus grand nombre. Leur utilisation dans notre langue rappelle malgré tout cette définition initiale et crée des divergences de vues et des complications.

LE PRÉSIDENT. — Je voudrais répondre, M. SEMAILLE, à votre question en précisant que dans le fond le mot « standardisation » n'est acceptable pour nous qu'en tant que mot anglais utilisé comme l'équivalent de « normalisation ». La meilleure preuve est que l'Organisation de Normalisation devient en Anglais l'Organisation de Standardisation et les Anglais envisagent sous le nom de standardisation tout ce que nous envisageons sous le nom de normalisation.

Je voudrais signaler une anecdote : le premier organisme de normalisation était la « Commission Permanente de Standardisation ». En 1930, nous avons décidé, justement pour éviter le préjugé un peu défavorable qui s'attache au mot « standardisation », de le remplacer par « normalisation ». La Commission Permanente de Standardisation est donc devenue le Comité Supérieur de Normalisation. A ce moment là, le Directeur de la B. S. I. a fait remarquer qu'en fait le mot « standardisation » était un mot



bien français : il dérivait d' « standard » qui est le drapeau auquel on se rallie. Standardisation reviendrait à dire : application des standards, de la norme qui est le document de ralliement. Voilà ce que je voulais préciser. Est-ce que quelqu'un a autre chose à dire ?

M. BRILLAUD. — Je voudrais dire un mot sur la valeur du module de 10 cm. Il ne présente pas beaucoup d'intérêt car il est trop petit. En préfabrication, on se base en plan sur un module fonction de la largeur de baie et en hauteur le module c'est la hauteur d'étage. En préfabrication, on est amené à fabriquer en série de grands éléments ; mais il faut également les vendre, donc trouver des débouchés. On pourrait imaginer que l'on fabrique des éléments préfabriqués, qu'on les mette en stock et que les clients viennent les acheter comme des matériaux ordinaires. En fait, cette méthode n'existe pas, car on aurait toujours en stock les éléments qui ne conviendraient pas. En préfabrication, on s'est donc orienté vers la construction de lots importants de logements. En 1949, le M. R. U. a lancé des chantiers d'expérience de 50 logements ; en 1950, de 200 logements ; maintenant on parle de 800 logements à Strasbourg. M. Claudius PETIT envisage un programme de constructions industrialisées de 10 000 logements par an. Bien entendu ce ne sera pas le même entrepreneur qui les fera tous ; mais à ce moment le préfabricant peut fournir des éléments d'un petit nombre de types. Dans ce cas, la normalisation n'intervient plus car on travaille en circuit fermé et on peut prendre n'importe quelle dimension sans qu'il soit nécessaire de respecter le module de 10 cm. On fabriquera par exemple 500 fenêtres et ensuite on passera à une autre fabrication. La question est de savoir si vraiment on peut trouver pour les constructions isolées un module qui soit intéressant. Quand on fabrique de grands éléments il y a une question qui s'est toujours posée : par exemple, c'est celle de la construction des menuiseries métalliques ; on ne peut pas commander une seule menuiserie d'un certain type, même normalisé, ce serait trop cher car le nombre de types normalisés possibles est trop élevé. La question que je pose est la suivante : pourra-t-on arriver un jour à définir un module qui permette de fabriquer en série des éléments de grandes dimensions qui soient d'un prix abordable et utilisables pour n'importe quelle construction ? Voilà en somme le problème.

M. GIGOU. — Vous posez le problème du module plus grand que le module de 10 cm auquel j'ai fait allusion tout à l'heure. Cette considération n'a pas échappé au fond aux spécialistes lorsqu'elle a été étudiée. En Allemagne, le professeur NEUFERT avait proposé un module qui était la travée de 5 m et il était arrivé, en prenant des sous-multiples, à un module beaucoup plus bas : 12,5 cm. Il y a donc là tout de même un point intéressant : il faudrait choisir un certain nombre qui serait préférentiel et qui permettrait à des préfabricants d'étudier des réalisations. Je dois dire que des difficultés se sont présentées lorsqu'on a voulu faire de la normalisation a priori, lorsqu'il s'est agi de préfabrication. Pourquoi ? parce que lorsqu'on veut faire une normalisation a priori et antérieure à toute idée, à toute industrie réelle, on n'a aucun élément qui peut servir de base. C'est ainsi que l'AFNOR avait créé en 1945 une Commission des Éléments en béton manufacturé qui devait en principe étudier la normalisation des éléments préfabriqués. Cette commission n'a jamais pu être réunie faute de bases de travail. Et pourtant ces travaux visaient au fond toute la série des procédés que nous avons vu fleurir à la Commission d'Agrément des Procédés nouveaux de construction du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. Nous avons ainsi examiné toute une série d'éléments de construction destinés à faire des murs et parmi tous ces éléments nous n'avons pas trouvé grand-chose qui puisse faire l'objet d'une normalisation. A part le cube ou le parallélépipède rectangle qui est à peu près la seule forme que l'on puisse normaliser, il était à peu près impossible de trouver l'élément d'interchangeabilité qui est l'élément essentiel de la normalisation. Il fallait donc laisser se décanter cette préfabrication et c'est peut-être maintenant que nous pourrions aborder la question de la normalisation de certains éléments préfabriqués. A la Commission des Agréments du Centre Scientifique nous finissons par voir un grand nombre de procédés qui nous sont présentés et qui pourtant peuvent se ramener à quelques types assez peu nombreux. On voit, comme au théâtre circulent les mêmes figurants, toujours défilent des poutrelles de planchers de même conception : il suffirait d'un petit coup de pince pour avoir le même type.

Il faudrait donc arriver, et c'est là que je crois que votre intervention peut être utile, à définir un module un peu plus grand que le module de 10 cm. Quand on s'occupe non plus d'éléments mais

de bâtiments, on s'aperçoit que tout revient à déterminer ce fameux module, que ce soit pour une porte, une fenêtre ou même pour un placard. J'ai l'impression que nous aurons beaucoup d'études à faire pour arriver à ne pas gêner les préfabricants.

M. BRILLAUD. — Je suis de votre avis. Nous avons fait une enquête il y a deux ans pour arriver à trouver le module intéressant à préconiser et nous ne sommes pas arrivés à un résultat bien net. Peut-être maintenant arriverait-on à un résultat meilleur.

M. GRIVOT. — Je crois que la normalisation n'a pas été plus vite parce qu'elle est liée à cette fameuse question du nombre d'or.

M. GIGOU. — Je suis assez satisfait que vous ayez posé cette question qui, venant de la part d'un jeune comme vous, me paraît particulièrement intéressante. Elle vise surtout à l'esthétique des constructions. C'est un fait qu'on s'est demandé si les disciplines de normalisation dans le bâtiment n'allaient pas interdire tout effort d'esthétique. Je crois que vous étudiez particulièrement à l'École des Beaux-Arts cette question de la section d'or qui a fait l'objet de beaucoup de recherches, par exemples celles de MATILA GHKA ou ces études où l'on cherche à retrouver chez les Égyptiens et surtout chez les Grecs, les mystères de cette beauté que tout le monde sent et qui peut être traduite par des tracés réguliers. La modulation est en effet un tracé régulateur, peut-être un tracé un peu sommaire : au lieu d'avoir une grille disposée suivant un rythme géométrique, c'est une grille simplement arithmétique, mais je ne crois pas qu'il y ait antinomie entre ces deux conceptions. Je sais bien que lorsque les Grecs ont fait leur Parthéon, ils ont employé un tracé régulateur dont la base est ce fameux nombre d'or : 1,618 ; les Latins, eux, ont mis moins de finesse, ils ont traduit leur module par un module arithmétique. Le module, c'était le fût de la colonne divisée en 12 parties. Mais je ne crois pas qu'il y ait contradiction entre ces deux échelles : l'échelle géométrique et l'échelle arithmétique. A mon avis l'échelle géométrique est la plus belle. En préconisant le module de 10 cm nous avons pris, on pourrait dire des précautions, puisque nous avons admis que ce module n'était pas intangible, qu'on pouvait le diviser par deux et par quatre. Évidemment aller au-delà serait nier toute normalisation, c'est-à-dire tout choix. Par conséquent nous devons considérer que dans la mesure où il y a toujours des tolérances à l'exécution d'un bâtiment, nous avons la possibilité d'employer d'autres systèmes.

Mme PERRIAND. — Je crois que vous voulez aborder un autre problème qui est complexe. Quand les architectes dessinent un plan, ils pensent à son harmonie. La difficulté est qu'ils ne sont pas d'accord pour savoir de quelle harmonie ils doivent partir. La standardisation conduit au plus grand nombre, par exemple 30 000 pièces d'un même modèle, sous peine de ne pas en sortir. Le premier point serait donc de se mettre d'accord sur une modulation harmonique, autrement je crois que l'on pourra discuter longtemps, cela ne mènera à rien. C'est un but pratique que je propose. LE CORBUSIER a le Modulor, un autre a encore un autre module, alors vraiment... Ensuite on fait de la standardisation à l'échelle du bâtiment, on pense qu'on a fait quelque chose de formidable quand on a 50 H. B. M. à édifier ou 3 000 autres pièces, cela n'existe pas ; si vous allez trouver un industriel, il vous répondra : ce n'est pas une série, cela ne m'intéresse pas. Voilà la difficulté. L'architecte doit faire un bâtiment dans lequel les hommes soient en harmonie, mais chaque architecte fait sa modulation en dehors de son voisin, c'est un fait.

M. GIGOU. — Si je comprends bien, vous trouvez que l'idée de coordination que nous avons donnée avec la modulation laisse encore peut-être le choix dans les variations...

Mme PERRIAND. — Qui dessine les plans ? les architectes ; il faudrait donc vous mettre d'accord avec eux, d'abord pour savoir s'ils vont bien utiliser cette normalisation.

M. GIGOU. — C'est bien ce que nous avons fait en principe.

Mme PERRIAND. — La plupart du temps ils ne l'utilisent pas du tout, c'est un fait, je me suis heurtée à cela cent fois.

M. BALENCY-BEARN. — Il me paraît utile de compléter ce qui a été dit au sujet de la normalisation en parlant de l'échelle humaine.

A un moment où l'on resserre les volumes autour de l'individu par raison d'économie (pièces plus petites, hauteurs sous plafond

réduites, portes réduites également) il est important que la normalisation se préoccupe, comme elle l'a fait déjà, de l'échelle de l'homme.

Bien sûr, on l'a fait de tous temps, mais c'est maintenant beaucoup plus impératif : un petit volume mal adapté à l'individu est impossible à habiter.

Il y a peut-être là une condition qui risque de réagir sur certaines normes dimensionnelles.

M. GIGOU. — Vous avez raison. LE CORBUSIER a pris la mesure de l'homme, il l'a prise peut-être un peu grande à mon avis...

Mme PERRIAND. — Quand vous faites une porte de 0,60 x 2,10 m pourquoi 2,10 m alors qu'elle a 0,60 m de large, cela m'échappe. Du point de vue proportion, cela ne me viendrait pas à l'idée de dessiner une porte de ces dimensions, je supprimerais la cote de 2,10 m.

M. GIGOU. — Si nous prenons la norme, nous trouvons une cote de 2 m.

Mme PERRIAND. — On peut arriver à simplifier en serrant le problème d'un peu plus près.

M. GIGOU. — Si nous prenons l'espèce de Table de Pythagore qui présente les largeurs et les hauteurs des croisées, on peut supprimer les dimensions qui ne sont pas en harmonie entre elles, ce qui se traduit par les cases situées au voisinage d'une diagonale.

Mme PERRIAND. — Pas toutes, 2,10 m n'est pas nécessaire. Au point de vue proportions c'est affreux.

M. GROSBOURNE. — 2,10 m ne semble pas une hauteur tellement exagérée, pour peu que vous portiez quelque chose sur l'épaule.

M. GIGOU. — La porte de 0,60 m est utilisable pour un W.-C., mais à ce moment-là personne ne porte son chapeau sur la tête, on peut avoir une porte de 2 m et on satisfait ainsi la question d'harmonie soulevée par Mme PERRIAND.

UN AUDITEUR. — A-t-il été tenu compte de la normalisation étudiée par LE CORBUSIER ou par d'autres organismes ?

M. GIGOU. — La publication de LE CORBUSIER est postérieure aux normes que nous avons établies.

M. GROSBOURNE. — Notre camarade MONTEL, qui est mort en déportation, avait étudié passionnément cette question, nous avons eu de nombreuses réunions et des discussions très suivies : MONTEL préconisait 8, un autre soutenait 6, bref tous les modules possibles ont été proposés et finalement tout le monde s'est mis d'accord sur ce module de 10, parce que nous aurions prolongé sans fin la discussion.

LE PRÉSIDENT. — Nous allons maintenant donner la parole à M. FONTAINE.

M. FONTAINE. — Une simple question de bon sens devrait faire distinguer les constructions courantes des constructions artistiques. Le jour où on voudra faire un Parthénon, édition 1951, on pourra chercher à ce moment-là des modules compliqués pour les appliquer à ce cas particulier, mais quand il s'agira de construire des immeubles d'habitation, et c'est là le problème actuel : loger des gens qui ne le sont pas, il faudra des solutions simples.

M. HUNT. — Je voudrais donner quelques précisions sur le résultat des concours de chantiers d'expérience. Nous avons fait un sondage sur différentes dimensions de fenêtres, nous avons relevé 63 modèles différents de fenêtres dont 18 % normalisés.

Je voudrais répondre maintenant en ce qui concerne la hauteur des portes. Nous avons décidé récemment, pour un certain programme d'H. B. M., de retenir deux modèles, les portes de 0,60 m étant réservées pour les W.-C. et les placards.

M. PICOT. — Il ne faut pas oublier que l'architecte a un problème très simple à résoudre. J'abonde dans le sens de M. BALENCY : l'homme est présent partout, dans la maison la plus simple, comme dans la plus somptueuse. Ce ne sont pas des Parthénon, que nous avons à faire, mais de bonnes maisons très simples, qui s'adressent à des gens très ordinaires. Il s'agit d'un dimensionnement harmonique. Il est difficile de mettre d'accord beaucoup

d'architectes, ce n'est pas impossible, comme M. GIGOU l'a très bien senti, c'est un deuxième temps d'étude ou bien on va à une impasse.

M. GIGOU. — Si je comprends bien l'intervention de M. PICOT, c'est là que nous pourrions conclure, car rien n'empêche de faire un choix harmonique qui pourra être donné par une série comme le Modulor, ou comme toute autre série basée sur l'étude des proportions. Ce pourrait être le développement d'une étude tout à fait particulière, pour laquelle je serais heureux qu'un certain nombre de camarades, qui sont ici présents, veuillent bien prendre contact pour que nous puissions essayer d'enlever le côté un peu sordide de la normalisation et lui donner cette espèce de qualité qui la mènera vers une esthétique.

LE PRÉSIDENT. — Je vais demander à M. GROSBOURNE s'il veut bien, au sein du Bureau de Normalisation des Architectes, reprendre cette question.

M. GROSBOURNE. — Volontiers, la Commission Consultative du Bureau de Normalisation prévoira à ce sujet la réunion des confrères ayant la bonne volonté de reprendre une étude de la modulation étendue dans le sens qui vient d'être indiqué et la constitution d'une commission d'études spéciales à proposer, le cas échéant.

Je rappellerai seulement que la décision de proposer le module de 10 cm a été prise en 1942, au cours d'une réunion du Bureau de Normalisation provoquée par M. MONTEL, des confrères ayant étudié cette question soit en diverses commissions, soit individuellement. Après de nombreux échanges de vues entre tenants des modules 6, 8 et 10, l'accord se fit unanime sur l'avantage primordial d'une détermination unique et une majorité, après exposé des différentes thèses, s'était prononcée pour 10 ; l'unanimité décida de proposer ce module qui fut adopté après enquête publique dans la norme NF P 01-001.

M. BROCANDEL. — L'AFNOR a normalisé 300 et quelques dimensions de fenêtres, pourquoi le M. R. U. préconise-t-il des normes préférentielles qui les limitent à une trentaine ?

M. HUNT. — Par raison d'économie.

M. BROCANDEL. — Quelle est l'économie ? On est obligé de passer par les normes préférentielles du M. R. U. et ensuite il faut faire fabriquer les fenêtres par des entrepreneurs locaux ; cela nous limite terriblement pour la composition des façades.

## Menuiserie.

M. GIGOU. — Le point qui a été soulevé m'amène à parler d'un second point sur lequel je voudrais porter le débat : la normalisation des menuiseries. Je serais très désireux que vous me donniez votre avis.

En effet, nous avons fait une normalisation des menuiseries qui a été très poussée, surtout beaucoup discutée parce que, comme vient de le dire M. BROCANDEL, les architectes se sont dit : « C'est tout de même par le trou que nous mettons dans la façade que nous exprimons notre sentiment. » Je crois que tout le monde est d'accord pour penser que ce n'est absolument pas la peine de porter le débat sur les petits objets de quincaillerie, il faut qu'ils soient normalisés et même typifiés, il n'y a pas de question d'esthétique qui se pose. C'est plus grave pour la menuiserie. Nous avons fait une étude qui a été très longue et nous sommes arrivés à un certain nombre de normes, actuellement 60, pour les menuiseries en bois. Je ne parle pas des menuiseries métalliques, jusqu'à nouvel ordre, elles ne sont pas normalisées. Or ces normes de menuiseries en bois, nous avons été déjà amenés à les reviser. Nous avons fait une normalisation en 1946 et l'année dernière nous sommes arrivés à une nouvelle normalisation qui diffère de la précédente pour la raison suivante : quand nous avions fait la première normalisation, nous n'avions peut-être pas pris toutes les précautions pour choisir les profils des jets d'eau, des pièces d'appui et pas plus tôt les normes sorties, nous avons reçu des objections d'un certain nombre de fabricants qui étaient des gens qui voulaient fabriquer en série ; ils nous ont dit : nous avons besoin d'outils pour fabriquer ces menuiseries. Qui



va nous les fournir ? Ce sont des fabricants d'outils, des mécaniciens qui ont beaucoup plus que nous l'idée de normalisation, et pour eux d'ailleurs cette normalisation est beaucoup plus une typification. Par conséquent, lorsqu'il s'agit de choisir les outils pour découper, une fraise par exemple, il fallait choisir. Les fabricants nous ont dit : donnez-nous des normes. C'est donc l'objet de cette nouvelle révision des menuiseries qui a été faite. Or tout à l'heure il a été signalé qu'il y a encore des difficultés à ce que les normes de menuiserie soient appliquées. Aussi je voudrais bien poser la question aux entrepreneurs de menuiserie pour qu'ils nous disent ce qu'ils reprochent aux normes dans leur application et quelles sont ces difficultés.

M. PARIS. — La principale difficulté que nous rencontrons pour fabriquer des menuiseries est l'absence, sur le marché, de bois sciés à des dimensions normalisées. Les scieurs se sont appliqués à fournir des bois de dimensions identiques à celles qui étaient utilisées au siècle dernier. Chaque fois qu'on leur demande des sciages à des dimensions normalisées on n'a que des sourires à recueillir. Il faut commander des bois spécialement débités à des cotes données et ces bois nous sont fournis à l'état vert, il est nécessaire de les passer au séchoir et par conséquent de les utiliser au bout d'un certain délai. Dans la fabrique de menuiseries cela peut se faire, mais dans l'entreprise traditionnelle on est obligé d'utiliser les bois aux anciennes cotes et par conséquent il y a impossibilité de fournir des menuiseries aux cotes normalisées. D'ailleurs nous sommes tenus également sur ce chapitre par les bois d'importation du Nord ; chaque fois qu'on emploie des bois du Nord, il n'est pas question de cotes normalisées, car leurs dimensions dérivent du pouce. Il faudrait donc avoir deux sortes de normalisation : l'une pour les bois d'origine du Nord ou même d'origine américaine et l'autre pour l'emploi des autres bois : or sur le continent il n'y a guère que les bois de provenance d'Europe Centrale qui peuvent approcher nos normes françaises, en France même, il n'y a pas possibilité de se procurer des bois normalisés d'une façon courante.

M. GIGOU. — Sans vouloir discuter complètement le problème, je retiens le point suivant : c'est la normalisation des débits, et vous pensez bien que c'était la pierre d'achoppement sur laquelle bute la menuiserie, que je voulais mettre en évidence. Ce n'est pas tellement la différence entre les millimètres et les pouces qui fait que les scieurs ne seraient pas susceptibles de donner un petit coup de manivelle de plus à leurs scies pour débiter suivant les normes ; ce qui les gêne, c'est je crois le fait qu'il y a une question un peu délicate pour le paiement. On avait l'habitude, on peut le dire d'une façon un peu humoristique, « de payer les copeaux », c'est peut-être la raison des difficultés. Dans la norme des débits de bois, nous disons : les débits de bois doivent être livrés secs à l'air, alors qu'avant on ne s'en occupait pas, tout le problème est là. Vous avez dit tout à l'heure qu'il y avait des difficultés au point de vue de la normalisation avec les bois du Nord, je ne crois pas tellement, car au fond il n'y a pas énormément de différence. Aurions-nous des difficultés qu'on pourrait peut-être les résoudre par des dérogations. Prenez un bois qui fait 76, c'est une dimension des bois du Nord, si ce bois est exprimé en pouce quand vous le recevez, il fait réellement 76, c'est là toute la différence, les bois qui viennent du Nord font les cotes, les bois français ne les font pas.

LE PRÉSIDENT. — Des efforts sont entrepris actuellement auprès des scieurs pour avoir les bois aux cotes normalisées et possédant également les surépaisseurs nécessaires pour tenir compte de l'état d'humidité. Je vais donner la parole à M. PÉCHOT, Inspecteur Général de la Normalisation, qui parcourt la France justement pour voir ce qu'il faut faire pour obtenir que les sciages respectent les normes.

M. PÉCHOT. — Je ne parlerai que de ce que j'ai vu, entendu au cours de mon enquête ; j'ai visité tous les ports d'importation en bois du Nord. J'ai fait mesurer de nombreuses pièces de bois, dont certains stocks sont en magasin depuis plusieurs mois. J'ai pu interroger de vieux magasiniers dont l'un m'a raconté par cœur les dimensions en millimètres et leurs écarts que présentait toute la gamme des bois du Nord facturés en pouces et quarts de pouce.

J'ai appris avec stupéfaction que depuis toujours les bois du Nord présentaient de sérieuses surcotes en épaisseur, même quand ils étaient parvenus à l'état sec. Ainsi, l'épaisseur du « pouce anglais » (25,4 mm) fournit en réalité toujours de 26 à 27 mm au moins.

Dans les sciages français au contraire, il n'en est pas de même, si j'ai été bien renseigné au cours de mes multiples voyages, certains scieurs, que l'on recherche, fournissent à l'ameublement des sciages dont les cotes sont assurées à l'état sec, mais la plupart ne donnent que des surcotes légères et d'autres ne veulent pas en entendre parler : le 27 mm au sciage devient du 25, voire du 24 mm quand il est sec. L'on arrive à ce résultat paradoxal que la dimension normalisée française : 26 mm à 15 % est parfaitement couverte par les débits en bois du Nord, en cet état 15 %, alors que les débits français dits de 27 mm en sciages frais, tombent franchement au-dessous de 26 mm lorsqu'ils séchent.

D'un autre côté, j'ai constaté que des utilisateurs réagissent. La S. N. C. F., un négociant du Sud-Ouest, un fabricant de l'Est, etc., passent des marchés en dimensions prises à l'état sec. Ils mentionnent expressément la surcote à donner si le sciage est fourni frais. Ils cherchent, m'ont-ils dit, à revenir à la conception pas tellement lointaine du marché français quand la fourniture était faite sur les dimensions calculées à l'état sec.

Du point de vue normalisation qui est celui auquel nous nous plaçons, on peut donc penser qu'un mouvement s'amorce pour faire généraliser la pratique des surcotes au sciage.

Peut-être la grande manifestation qui aura lieu à Lyon au mois de septembre, donnera-t-elle l'occasion de se faire connaître aux scieurs qui admettent les surcotes au sciage et à ceux qui en plus sont disposés à fournir, sans supplément de prix, les débits normalisés.

M. PARIS. — Le problème de la rétractibilité des bois pourrait être résolu par des surcotes qui seraient adoptées par les scieurs, il n'en est pas moins vrai que les cotes de livraison des bois à l'heure actuelle ne tiennent nullement compte de la normalisation. Si la cote de 35 mm a été normalisée, nous savons tous que les scieurs ne livrent qu'à 34, c'est un point qu'il faut aborder.

LE PRÉSIDENT. — Il est abordé. Nous faisons des efforts et nous avons l'impression que nous obtiendrons des résultats pour la livraison de sciages aux cotes réelles.

M. PARIS. — J'ai l'impression que si des commandes spéciales sont passées à l'avance, on peut obtenir des cotes qui tiennent compte de la normalisation, mais si on accepte des bois débités à l'avance, on ne peut avoir des bois débités aux cotes normalisées.

LE PRÉSIDENT. — Je vous remercie, M. PARIS, de ces renseignements. Je crois que je manquerais à tous mes devoirs, si je ne demandais pas à M. CAMPREDON s'il a quelque chose à dire.

M. CAMPREDON. — Il me semble que la première question qui se pose est celle-ci : dans quelle mesure les normes sont-elles obligatoires. Tout à l'heure on disait que les architectes n'appliquaient pas les normes ; sur les 15 000 scieurs qui existent en France, il n'y en a certainement pas 1 000 qui connaissent l'existence des normes. Dans quelle mesure une norme est-elle applicable, dans quelle mesure un scieur enfreint-il la loi s'il n'applique pas les normes ?

LE PRÉSIDENT. — Si l'application des normes est obligatoire dans certains cas, et notamment pour les administrations, services publics, etc., l'AFNOR estime qu'en réalité c'est l'intérêt des parties prenantes et la bonne étude des normes qui doivent entraîner leur application en dehors de la contrainte ; ceci est particulièrement valable dans le cas du bâtiment. Mais malgré tout, la persuasion et les efforts entrepris auprès des scieurs, les efforts personnels, doivent porter leurs fruits. Des visites sur place ont montré que le facteur machine n'était pas impératif et qu'il suffisait d'un réglage de la machine pour scier aux cotes normalisées. Il y a un double effort à accomplir, mais il faut d'abord répandre les normes, car dans la plupart des cas les scieurs n'appliquent pas les normes non par mauvaise volonté, mais parce qu'ils ne les connaissent pas.

M. CAMPREDON. — Les scieurs sont de petits artisans, ils ont des habitudes locales, ils débitent suivant les cotes qu'ils ont apprises de leurs pères ou de leurs grands-pères, ils ne sortent pas de là.

LE PRÉSIDENT. — Je lance un appel à tous ceux d'entre vous qui sont amenés à passer des marchés et leur demande d'appliquer les normes puisqu'ils les connaissent, ce sera le premier point. Maintenant, est-ce que sur la question modulation et sur celle qui lui a été liée : charpente, menuiserie, quelqu'un demande encore la parole ?

M. HÉLARY. — Je crois qu'il serait utile de préciser davantage le sens des mots : normalisation, modulation et typification.

Il convient avant tout de considérer les deux domaines d'activité essentiels de la normalisation en matière de bâtiment. Ils se rapportent à la normalisation dimensionnelle et à la normalisation qualitative. Jusqu'à présent, au cours de la présente réunion, il a surtout été question de la normalisation dimensionnelle.

Celle-ci a pour objet d'introduire une coordination entre les dimensions des différentes parties de la construction, afin de faciliter leur mise en œuvre et de permettre l'interchangeabilité de certains éléments.

Cette normalisation repose sur le principe de la modulation qui consiste à imposer, pour les cotes nominales de tous les éléments et matériaux de construction, des valeurs qui soient multiples d'un même module.

Il convient d'observer que le seul jeu de la modulation et de la normalisation est insuffisant pour obtenir des résultats importants au point de vue de l'amélioration de la production. Néanmoins la normalisation est la condition indispensable du stade plus efficace de la typification, opération qui consiste à faire un choix parmi les éléments normalisés en ne retenant que les types correspondant aux besoins les plus courants. La réduction du nombre des types est, en effet, le seul moyen de permettre aux industriels du bâtiment de fabriquer économiquement de grandes séries d'éléments qu'ils seront assurés d'écouler facilement.

L'industrialisation n'est possible que par des fabrications en grande série, condition indispensable à l'abaissement des prix de revient.

On a parlé tout à l'heure de l'exemple des croisées. La norme française P 20-401 donne 338 types de croisées. On s'est rendu compte qu'il n'était pas possible d'envisager des fabrications en grande série pour des modèles aussi nombreux, c'est ce qui a conduit le M. R. U. à établir un document technique restreignant ce choix à un petit nombre de types correspondant strictement aux besoins les plus courants. Je signale du reste que ce document technique a été récemment transformé par l'AFNOR en une feuille de documentation, la FD P n° 23-404.

Enfin, pour compléter ce que disait M. GIGOU tout à l'heure, j'ajoute que les dimensions des types préférentiels et autorisés figurant dans ce document n'ont pas été établies au hasard ; elles sont le résultat de statistiques effectuées sur un nombre important de projets d'architecture d'immeubles reconstruits.

M. BROCANDEL. — Nous sommes d'accord sur la question, mais quel est l'intérêt de donner des cotes préférentielles puisque nous sommes quand même obligés de faire fabriquer par petites séries, puisque nous ne pouvons pas nous les procurer.

M. HUNT. — C'est la même chose que pour les automobiles. Il faut commencer. C'est la fabrication en série qui seule peut permettre de diminuer les prix.

M. GIGOU. — Je suis bien d'accord sur l'utilité des valeurs préférentielles qui permettent la typification, mais peut-être aurait-on pu atteindre le même résultat tout en restant plus libéral en tirant les conclusions suivantes : sur le choix établi, la statistique montre qu'il y a 65 % de telles dimensions, 30 % de telles autres dimensions et ainsi de suite. Ce qui pouvait permettre aux fabricants de menuiserie en série de dire : j'établirai mon stock par proportions de fabrication en tenant compte des 65 %, des 30 %, alors que dans l'opération que l'on a faite, on n'a pas du tout tenu compte de cela.

M. HÉLARY. — On a pris le chapeau de la courbe.

M. GIGOU. — Je crois que c'est une erreur, il fallait garder la notion de pourcentage qui aurait été utile.

M. LECHEVALIER-CHEVIGNARD. — Le Ministère a essayé, en se basant sur les immeubles de Valenciennes et d'Orléans, de faire une statistique des cotes et des dimensions qui apparaissent le plus souvent. On était d'ailleurs arrivé à des types préférentiels beaucoup plus nombreux que ceux du document technique homologué et nous avons pensé que ce trop grand nombre de types ne permettrait pas d'établir de grandes séries et d'arriver à des prix intéressants, c'est ce qui a limité le nombre de types. On s'est heurté à de grosses difficultés de stockage.

LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. LECHEVALIER-CHEVIGNARD

de ces renseignements qui précisent un peu les conditions dans lesquelles la simplification du M. R. U. a été étudiée.

M. BROCANDEL. — Quand on passe un marché de fenêtres normalisées l'entrepreneur doit donner des prix inférieurs, or en province l'entrepreneur arrive à concurrencer ces fenêtres préfabriquées en faisant des prix moindres, donc le but de la fabrication en grande série n'est pas atteint.

M. LECHEVALIER-CHEVIGNARD. — La question a été posée, on s'est heurté à ce fait que pour fabriquer les grandes séries il fallait des organismes puissants et ceux-ci ont cherché à tenir leurs prix. Le Ministère n'a pas ignoré la question, mais il n'a pas pu arriver à passer outre, il fallait insister pour franchir le cap où l'on amortirait assez rapidement l'outillage, mais ceci est en dehors de la normalisation.

M. ROYER. — M. GIGOU a demandé l'opinion des jeunes architectes au sujet de la normalisation, je suis grand Massier de l'École des Beaux-Arts. J'ai parlé à pas mal de camarades car j'ai voulu faire les choses sérieusement, eh bien, les camarades de l'École ignorent la normalisation. M. GIGOU m'avait dit : au fond les élèves font de la normalisation sans le savoir ; oui et non, parce qu'ils utilisent des éléments semblables pour cadencer leurs études, mais c'est surtout la recherche de l'unité qui les guide, non pas qu'ils se désintéressent de la technique, la technique au contraire guide leurs recherches, mais nous sommes poussés vers l'absolu, nous n'ignorons pas pour autant la technique, car nous savons qu'elle a une influence sur la plastique.

La pensée la plus générale qui caractérise ma génération, c'est une réaction contre cette infinité d'éléments qui nous entourent et qui cherchent à restreindre la liberté de l'architecte. Vous savez comment on forme un architecte, comme disait quelqu'un que je connais très bien : il se balade sur les quais, il va au cinéma, au théâtre, il lit, il discute. Un beau jour seul dans son coin, il est obligé de se chercher lui-même, il faut qu'il se libère des disciplines extérieures et qu'il trouve sa discipline intérieure. Cela, voyez-vous, échappe à toutes les normalisations. Aujourd'hui en face de ce problème du travail, on parle de psychotechnique, mot brutal, par lequel on ramène l'individu à des réactions que l'on note. Un homme en face d'un travail est marqué, il est en case, il est en petits morceaux, on le dissectionne. Eh bien cela, dans la pensée d'un architecte c'est une chose que l'on ne peut pas admettre. Mes camarades sont influencés par la pensée hindoue qu'a amenée Romain ROLLAND. C'est ce qui caractérise le plus la génération d'aujourd'hui. Je m'adresse à mes camarades anciens, car je sais qu'ils le comprendront bien : pour un Hindou, une fleur est une fleur, ce n'est pas un parfum, un numéro, une chose avec un prix, c'est une fleur et un homme est un homme. Alors méfiez-vous, notre génération réagira brutalement contre ce système qui tend à nous enfermer, à faire de nous des esclaves. Alors dans la mesure où vous travaillez, où vous cherchez à prendre contact avec vos camarades, avec la Société, demandez-vous dans quelle mesure vous auriez réagi contre cet esclavage de l'homme, répondez franchement, il n'y a qu'en vous que vous pouvez trouver cette réponse.

M. FONTAINE. — Mon fils est votre camarade à l'École des Beaux-Arts, par conséquent votre mentalité, les remarques que vous venez de faire ne me surprennent pas. Vous me permettrez de vous dire ce que je lui ait dit : actuellement, des millions de Français attendent d'être logés, il faut regarder ce problème en face et chercher à le résoudre le mieux possible, il faut chercher des choses simples.

M. ROYER. — Vous avez dit tout à l'heure quelque chose qui m'a choqué : il y a des problèmes d'ordre artistique et il y a des problèmes immédiats de logement, je vous répondrai qu'il n'y a que des problèmes artistiques, on doit loger rapidement et faire œuvre d'architecte.

M. FONTAINE. — Dans une certaine mesure. Les gens qui logent dans des taudis font passer le point de vue artistique au second plan, ce qu'ils veulent c'est qu'on leur fasse des maisons.

LE PRÉSIDENT. — Vous avez soulevé, M. ROYER, des problèmes intéressants, mais je tiens à vous dire que les normalisateurs sont des hommes et qu'ils ne tiennent pas à s'enfermer eux-mêmes dans des cases trop rigides, qu'ils sont les premiers dans beaucoup de cas à regimber. Ne croyez pas qu'un normalisateur est un monsieur qui a une idée fixe qui veut que nous nous promenions avec des vêtements toujours les mêmes et que nous habitions dans des



maisons uniformes. Ce n'est pas cela, le normalisateur est un monsieur qui veut mettre à la disposition des utilisateurs un certain nombre de règles d'un caractère dimensionnel qui sont plus difficiles à appliquer dans le bâtiment. Ne soyez donc pas trop effrayés par la normalisation.

Mme PERRIAND. — Je voudrais dire un dernier mot; je crois que l'essentiel dans tout cela c'est de ne pas sanctionner le mauvais.

M. GIGOU. — Je ne pense pas que la normalisation sanctionne le mauvais.

Mme PERRIAND. — J'étais un peu inquiète quand j'ai entendu de quelle façon on a fait les normes au M. R. U.

LE PRÉSIDENT. — Je tiens à vous rappeler comment les normes sont établies par des commissions qui comprennent des architectes, des entrepreneurs, des techniciens du bâtiment, de laboratoire, etc. Ces normes sont donc étudiées par des gens du bâtiment, ensuite elles font l'objet, à l'état de projet, d'une enquête dans toute la France et souvent même d'une enquête à l'étranger. Par conséquent, tout le monde est à même, le cas échéant, de formuler des observations. Comme l'a dit M. Gigou tout à l'heure, une norme peut être à chaque instant révisée et nous serions tout à fait heureux, si certaines normes vous semblaient défectueuses sur certains points, que vous vouliez bien nous en faire part.

Mme PERRIAND. — C'est un peu contradictoire avec la standardisation.

LE PRÉSIDENT. — J'ai bien dit que ce n'était pas la standardisation. C'est bien parce que nous n'avons pas voulu en France que l'on puisse confondre la normalisation à la française avec ce que ce mot de standardisation représentait de rigide que nous avons transformé le terme de standardisation en normalisation.

Mme PERRIAND. — Je m'inquiétais du M. R. U. J'essaie de voir clair. Vous dites qu'il peut y avoir une évolution, mais Monsieur dit au contraire qu'on ne le peut pas.

M. HUNT. — La dimension qui vous offusque  $60 \times 210$  a été décidée par 12 architectes le 25 février.

M. BALENCY-BEARN. — Je voudrais dire un mot de la sur-normalisation qui consiste, si j'ai bien compris, à réduire considérablement le nombre de modèles.

C'est certainement désirable pour provoquer des séries plus importantes.

Mais lorsqu'on a l'occasion d'étudier des programmes comme ceux que propose le M. R. U. où les dimensions des pièces, le nombre et la répartition des appartements se trouvent fixés entre des limites très étroites, pour lesquels il faut par ailleurs respecter les règlements de voirie, de police, d'incendie, satisfaisant aux conditions posées par les compagnies concessionnaires, etc. on s'aperçoit que si la normalisation est trop rigide, le problème devient mathématiquement insoluble et l'architecte a encore moins la possibilité de trouver l'harmonie qu'il poursuit et qui contribue si largement à la joie d'habiter.

Il ne faudrait donc pas trop réduire le nombre des modèles. D'ailleurs, je crois que l'économie viendra surtout de programmes étendus et de séries importantes de logements qui apporteront automatiquement les séries de portes, fenêtres, etc.

Donc pour l'instant, pas de normalisation trop resserrée, mais une première réduction du nombre des modèles et une mise en ordre qui me paraît éminemment souhaitable et il faut remercier vivement l'AFNOR de ses efforts dans ce sens.

## Matériaux de couverture.

M. GIGOU. — Je vais aborder maintenant les autres corps d'état du bâtiment pour lesquels s'élèvent des difficultés d'application des normes, et par conséquent pour lesquels il s'agit de prévoir l'orientation de la normalisation.

Je poursuivrai par la *couverture*. Cela peut paraître contraire aux habitudes du bâtiment. Mais ne serait-ce pas la solution idéale afin que nous puissions ensuite travailler à l'abri des intempéries ?

En réalité, j'ai choisi de continuer par la *couverture* parce que, pour une part, les problèmes de normalisation qui la concernent se rattachent très directement à celui du débit des bois que nous venons d'évoquer.

## Bois de couverture.

Je vais débiter par les *bois de couverture*. Dans le programme de normalisation des travaux de couverture, un projet de normalisation des bois de couverture figurait en bonne place dès 1943, à côté des projets d'accessoires divers ou de profilés pour la couverture en zinc. Mais alors que les autres projets de norme ont subi les métamorphoses classiques et se sont transformés en normes homologuées, celui-là a joué de malheur et est resté à l'état de projet. Je crois que la raison en est, comme pour les normes de menuiserie, imputable à la non-observation par les scieurs des normes concernant les dimensions de débit des bois.

Pourtant il n'y a pas de doute que la fixation de dimensions pour les bois de couverture est un élément important des ouvrages bien faits. Le code des conditions minima d'exécution des travaux de couverture ne peut être correctement appliqué si les éléments que l'on trouve sur le marché ne sont pas appareillés entre eux. C'est le cas des lattes, chanlatte, liteaux, coyaux, etc. Un exemple peut être donné. Dans les couvertures à ressaut, le code indique que celui-ci a une dimension de 8 cm au moins. Or, ce ressaut ne peut être obtenu que par des coyaux tirés de chevrons dont les dimensions de sciage n'atteignent même pas 7,5 cm. Il n'y a donc pas de possibilité de réaliser correctement l'assemblage de zinc au droit du ressaut, notamment le larmier ne pourra pas passer franchement au-dessus du couvre-joint inférieur. Sans attacher une importance capitale à ce fait, il y a lieu de penser que des aménagements pourraient être obtenus si les bois de couverture étaient normalisés.

Avant de passer à d'autres problèmes de couverture, j'aurais aimé que vous me donniez votre avis sur le point que je viens de traiter, ceci afin que nous puissions progresser petit à petit dans ce débat.

M. GUILLAUD. — Vous parlez d'un ressaut de 8 cm. Le chevron avec le trait de scie donne 7,5 cm. Au-dessus vous avez une volige. On peut arriver tout de même à peu près à avoir un ressaut de 8 cm.

UN AUDITEUR. — Oui, mais dans la mesure où vous avez des bois qui font 7,5 cm.

UN AUDITEUR. — Le chevron devrait faire 8 cm. Avec le trait de scie on arrive à 7,5 cm, et c'est pour cela que la normalisation voudrait indiquer 7,5 cm comme cote de débit réalisé. Je dis que si la norme indiquait la cote de 7,5 cm on obtiendrait 7 cm comme cote de débit réalisé.

LE PRÉSIDENT. — Justement, notre proposition résulte du fait qu'actuellement les chevrons normalisés à la cote 7,5 cm ne font que 7,2 cm à la livraison.

UN AUDITEUR. — Il faudrait exiger que le chevron fasse  $8 \times 8$ .

LE PRÉSIDENT. — Il y a une relation entre les débits de bois de couverture et les débits de bois sec. Il faudrait obtenir d'abord qu'on respecte les débits de bois. Ensuite, nous pourrions adapter les données de construction des bois de couverture pour avoir des facilités normales de construction.

UN AUDITEUR. — C'est aussi le cas de la volige qui n'est jamais régulière.

LE PRÉSIDENT. — On va revenir au problème longtemps débattu du respect des normes de débit des bois, de débit dans un état de siccité donné. Actuellement de gros efforts et des progrès sont réalisés auprès des écoles, en particulier des écoles de sciage, pour arriver à ces normes. Nous allons étudier un document qui sera mis à la disposition des scieurs, pour leur donner, sous réserve des questions d'essence et des questions locales, au moins une idée des dimensions de sciage à réaliser à l'état humide, de telle sorte que les cotes de débit prévues à l'état sec soient respectées.

## Tuiles.

M. GIGOU. — Nous pourrions passer à un autre sujet, je voudrais maintenant vous parler d'un matériau de couverture qui est la *tuile*, en versant un pleur sur la normalisation dimensionnelle des

tuiles à emboîtement. Aboutirions-nous jamais à les normaliser ? Pourtant ce n'est pas faute d'avoir étudié la question. Ce problème a été mis à l'ordre du jour dès 1941 par le Commissariat à la Reconstruction qui, plein de bonnes intentions, cherchait non seulement à simplifier les trop nombreux modèles de tuiles à emboîtement existant sur le marché, mais voulait encore faire naître un modèle de tuile plus esthétique, dont la couleur ne fût pas trop agressive.

De longues études ont été faites dans ce domaine. Au point de vue normalisation, l'AFNOR s'est occupée de mettre l'accent sur l'interchangeabilité de ces tuiles, de manière qu'on puisse à la rigueur remanier une couverture à l'aide de tuiles à emboîtement qui n'étaient pas issues de la même usine.

Malheureusement, ce problème de l'interchangeabilité n'a pu être résolu techniquement, et je voudrais rappeler succinctement quelles sont les impossibilités techniques qui se sont révélées.

Il y a d'abord le domaine très étendu des fabrications ; les tuileries sont disséminées sur le territoire, et comme la matière première est la terre elle-même que l'on trouve partout, cette terre comporte évidemment des différences considérables dans la composition. Ceci est un premier écueil.

Le deuxième est qu'en matière de céramique, les produits que l'on sort du four n'ont pas du tout les mêmes dimensions que lorsqu'on les y a mis. La question du retrait au four est particulièrement importante, étant donné que les paramètres qui interviennent sont nombreux. La température qui n'est peut-être pas toujours réalisée avec une sûreté absolue, la place différente des éléments dans un four, tout ceci fait que les produits de céramique ne sont pas semblables entre eux.

Par conséquent, nous voyons tout de suite les deux écueils qui se présentent, d'une part des différences de pâtes (pâtes dures et pâtes molles), et d'autre part, les conditions de fabrication.

On a cité comme exemple, pour illustrer ce fait, qu'un même fabricant ne peut pas garantir que sa production sera constante ni même interchangeable à plusieurs années d'intervalle. Cela est évident du fait que pendant toute la fabrication le gisement a progressé et, par conséquent, la composition de la terre a été modifiée. Je sais bien que les fabricants cherchent à modifier leur dosage dans la mesure où ils avancent, mais il en résulte tout de même des impossibilités matérielles d'avoir les mêmes retraits. En conséquence, il est quasi impossible de réaliser des emboîtements qui soient corrects, même pour un seul fabricant, et s'il faut assurer le raccordement entre des fabrications très différentes, la chose est très difficile.

J'ai dit ce qui précède pour montrer qu'au fond nous avions devant nous un idéal qu'on a cherché à réaliser : celui de réduire le nombre des modèles de tuiles à emboîtement. Il faut que nous nous rabattions plutôt vers une normalisation plus simple qui n'est plus celle de l'interchangeabilité totale. C'est ce que nous a proposé la *Fédération des Briques et Tuiles de France* en étudiant actuellement comme elle le fait, la normalisation du lattage.

Ce serait déjà un point acquis appréciable si toutes les tuiles à emboîtement possédaient une dimension qui fût la même : la distance entre les différents lattis. Je crois que ceci sera beaucoup plus simple à réaliser, parce qu'il ne s'agit plus alors à proprement parler d'emboîtement, mais simplement de support, et, avec une certaine tolérance, nous pourrions obtenir d'avoir toujours le même lattis.

J'ajouterai que si la normalisation des tuiles à emboîtement se réduisait à ce point, ce serait intéressant, mais il faudrait que dans des feuilles de documentation on donnât un certain nombre de précisions sur la surface des tuiles à employer. Je veux citer par exemple le cas de la norme P 31-301, dans laquelle on différencie les catégories de tuiles par la quantité au mètre carré : 13, 14, 15 ou 22 au mètre carré ; actuellement cette norme, qui est assez ancienne, crée plutôt une ambiguïté au lieu de la lever. Je m'explique : cette norme a été faite dans le dessein de bien définir la catégorie d'une tuile, soit du point de vue des séries de prix, soit du point de vue commercial. Cela ne signifie pas — et malheu-

reusement la norme est muette à ce sujet — que les tuiles d'un certain modèle font exactement 13 ou 14 tuiles au mètre carré. En fait, le nombre des tuiles au mètre carré est un nombre décimal. Il peut y avoir par exemple 13,8 ou 14,2 tuiles par mètre carré. La norme dit simplement que cette tuile rentre alors dans la catégorie 14 au mètre carré.

Par conséquent, il serait intéressant pour les usagers, qu'ils soient architectes ou entrepreneurs, que l'on établisse pour les tuiles à emboîtement une liste des surfaces de toiture couvertes par modèle de tuile et par provenance, de telle sorte que lorsqu'on fait un marché, on puisse s'appuyer sur ce document pour calculer le nombre de tuiles qui est nécessaire. Lorsqu'il s'agit d'un marché important, vous voyez très bien ce que l'erreur de 1 ou 2 % que l'on fait en appliquant simplement le nombre de la catégorie au lieu du nombre réel, peut entraîner au point de vue des approvisionnements. Je ne m'étendrai pas plus longtemps sur les tuiles à emboîtement. Je voudrais simplement signaler que si nous avons des difficultés pour les tuiles à emboîtement, nous ne devrions pas en trouver pour les tuiles plates et les tuiles canal. Là, nous avons des projets à l'étude. En effet, dans les tuiles plates et dans les tuiles canal, les dimensions actuelles sont très voisines les unes des autres pour un même type de tuile provenant de fabricants différents. Ainsi ces dimensions peuvent être cataloguées en deux types : les petits moules et les grands moules, et il y a simplement une différence au point de vue de l'accrochage pour la tuile plate. En l'espèce, actuellement, la *Fédération des Briques et Tuiles de France* fait une enquête auprès de ses adhérents afin de déterminer les éléments d'une normalisation qui, je crois, sera intéressante.

LE PRÉSIDENT. — Je rappellerai que cette normalisation d'interchangeabilité des tuiles à emboîtement avait été la première question qui s'était posée devant les commissions du bâtiment lorsque l'AFNOR les a créées en 1931, et c'était même une question sur laquelle tous les architectes étaient d'accord. C'était un beau résultat, et les architectes avaient demandé comme première chose que cette interchangeabilité des tuiles à emboîtement soit effective, et deuxièmement qu'on modifie les couleurs des tuiles à emboîtement jugées trop crues.

Depuis 1931, puis après, lorsque le Commissariat à la Reconstruction a repris la question, on n'a pas pu aboutir. Est-ce que certains d'entre vous ont des éléments, soit pour contre-battre les arguments qui ont été donnés contre la normalisation des tuiles à emboîtement, soit pour dire qu'après tout, dans l'état actuel des choses, il vaut mieux abandonner la question.

M. PONS. — Je crois qu'il faut poursuivre la normalisation du lattage, car au fond, là, rien ne s'oppose à ce que le lattage puisse être, pour toutes tuiles, d'une même dimension, étant donné qu'il y a la possibilité d'avoir un recouvrement plus ou moins grand suivant la longueur exacte de la tuile. Je crois qu'il n'y a aucune difficulté pour poursuivre l'étude d'un lattage définitif et commun à toutes les tuiles.

LE PRÉSIDENT. — Donc l'intervention de M. PONS revient implicitement à dire qu'on peut abandonner le reste.

UN AUDITEUR. — Ou alors exiger, ce que beaucoup de marchands de tuiles ne font pas, le trou qui est nécessaire pour le pannetonage. La plupart des tuiles sont livrées sans ce trou. L'existence de celui-ci est à prescrire dans la norme.

UN AUDITEUR. — Une autre condition me paraît devoir être prescrite dans la norme, c'est la fixation d'une profondeur minimum des coulisses des tuiles, c'est-à-dire des emboîtements. Je crois que c'est absolument indispensable parce qu'il existe des modèles de tuile qui sont absolument inemployables du fait qu'il n'y a pas la profondeur d'emboîtement suffisante pour le joint, aux recouvrements latéraux.

M. GIGOU. — Là, vous posez une question d'aptitude à l'emploi. Indépendamment de toute question d'interchangeabilité, il faudrait tout de même que les tuiles elles-mêmes réalisent un minimum d'emboîtement.

UN AUDITEUR. — Parce que, par temps de pluie, l'eau est chassée en raison du manque de profondeur.



M. GIGOU. — Cela poserait un problème nouveau car actuellement la norme de qualité des tuiles à emboîtement ne prévoit pas d'essai d'étanchéité. Cet essai d'étanchéité intéresse sans doute tous les entrepreneurs au premier chef. Je crois d'ailleurs qu'il a été réalisé dans certains laboratoires.

UN AUDITEUR. — Il s'agit de l'étanchéité des joints. Il faut essayer de se mettre dans le cas le plus défavorable pour avoir la valeur d'étanchéité proprement dite.

LE PRÉSIDENT. — Sur cette question des tuiles, n'êtes-vous pas implicitement d'accord pour envisager la normalisation des tuiles plates et des tuiles canal qui est amorcée ?

M. GIGOU. — Je crois que, non seulement pour les dimensions, mais également pour les qualités, il faudrait que nous fassions une norme. Actuellement, on applique la norme de qualité des tuiles à emboîtement. Il vaudrait mieux préciser que les tuiles plates ou les tuiles canal, au point de vue de leur porosité et de leurs qualités propres, sont soumises aux mêmes prescriptions.

### Ardoises.

Je voudrais passer maintenant à une autre sorte de couverture, la couverture en ardoise. La normalisation des ardoises a fait l'objet de nombreuses études, notamment depuis 1934, et cependant aucune norme de dimension et de qualité n'a encore pu paraître. C'est une normalisation épineuse parce qu'il s'agit de produits naturels pour lesquels il faut tenir compte de leurs conditions d'emploi : il faudrait harmoniser ces conditions d'emploi avec la fabrication. Il faut qu'on utilise les produits au mieux. Des efforts ont été faits notamment par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment pour faire sortir des limbes cette normalisation des ardoises, et notamment, il y a deux ans, il a été publié un document technique sur lequel tout le monde est à peu près d'accord. Comme c'est pratiquement une norme qui a été ainsi adoptée, il me semble que le moment est venu de reprendre la normalisation des ardoises au point de vue dimensionnel et au point de vue qualitatif.

Certains des points qui avaient été soulevés à l'époque sont peut-être maintenant plus ou moins périmés; il faudrait les reprendre avec beaucoup d'objectivité. Quoi qu'il en soit, cette normalisation nous paraît nécessaire, étant donné qu'il y a actuellement dans la fourniture des ardoises une évolution qui n'est pas toujours favorable à leur emploi. Je voudrais poser la question pour savoir si nous ne pourrions pas obtenir quelque chose des fabricants d'ardoise.

M. GUILLAUD. — Nous ne sommes pas d'accord sur l'épaisseur donnée par les fabricants. Nous avons fait des essais aux Laboratoires de la rue Brancion et nous avons actuellement des données très précises sur la résistance des ardoises aux grêlons. Il faudrait que les fabricants arrivent à prendre connaissance de ces essais et qu'on nous donne des ardoises répondant à l'épaisseur que les résultats des essais ont montrée nécessaire.

M. GIGOU. — Je voulais un peu provoquer votre demande parce que c'est justement la question d'épaisseur qui joue. Les ardoisiers, suivant les qualités de leur banc, ont quelquefois des possibilités à peu près infinies de diviser leurs ardoises. Par conséquent, ils ont peut-être intérêt à en diminuer l'épaisseur, mais ce n'est pas celui des entrepreneurs de couverture. Il faudrait que nous arrivions maintenant à nous entendre sur l'épaisseur minimum que l'on peut demander.

M. GUILLAUD. — Nous, entrepreneurs, nous serons formels sur l'épaisseur puisque nous avons fait des essais. Si on normalise, nous exigeons que l'épaisseur ne soit pas inférieure à celle que les résultats expérimentaux ont montrée nécessaire.

M. HÉLARY. — Je serais heureux que la Chambre Syndicale puisse envoyer assez rapidement à l'AFNOR les résultats des essais effectués puisque nous avons l'intention de comprendre dans la huitième publication du R. E. E. F. le document qui avait été préparé il y a deux ans, et s'il y a des modifications à y apporter, il serait grand temps de le faire. Dans ce document,

nous avions prévu une épaisseur minimum courante de 2,6 mm, avec un minimum de 2,2 mm. Si les expériences n'ont pas confirmé ces chiffres, il faudrait que nous le sachions assez rapidement.

M. GUILLAUD. — Nous vous donnerons le résultat des essais réalisés.

UN AUDITEUR. — Il serait bon de provoquer une réunion des intéressés, elle ferait suite aux réunions tenues il y a deux ans. Je pense que les industriels ne contesteraient pas les résultats.

UN AUDITEUR. — Il ne faudrait pas que lorsque l'on met une échelle, le crochet emboutisse l'ardoise, comme on a pu le constater lors des essais.

LE PRÉSIDENT. — En résumé, la Commission de l'AFNOR recevra toutes les informations des Chambres Syndicales pour l'établissement du projet.

UN AUDITEUR. — Vous avez des régions dans le Massif Central où les ardoises ont 10 mm d'épaisseur. L'épaisseur nécessaire dépend de la qualité des ardoises. Il y a des régions comme le Massif Central où l'on ne peut réellement pas répondre à des normes.

M. GUILLAUD. — Il faut tout de même que les ardoises résistent à la grêle.

UN AUDITEUR. — Il serait bon d'ajouter à cette question de résistance, les lieux de provenance.

M. GIGOU. — C'est évident, mais enfin il faut tout de même un minimum.

M. GUILLAUD. — Nous avons fait des essais avec des billes tombant en chute libre et nous avons vu des ardoises être percées.

UN AUDITEUR. — A Tarbes, nous avons eu des dégâts considérables avec des ardoises qui n'ont pas pu supporter la grêle. Il y avait des grêlons énormes. Toutes les ardoises ont été cassées par la grêle. Même les toitures en éverite ont été complètement perforées.

### Aluminium.

M. GIGOU. — Je voudrais maintenant parler d'une dernière question relative à la couverture, c'est l'adjonction au code des conditions minima d'exécution des travaux de couverture, de la couverture en aluminium. Ce sujet est assez nouveau étant donné que le matériau n'a subi qu'une expérience relativement récente. Jusque-là on s'était demandé si on pourrait l'inclure dans une norme car celle-ci devra donner des garanties absolues. Actuellement, la question a un peu progressé, et par suite, je crois que nous pouvons compléter le code d'exécution des travaux de couverture par un chapitre réservé à l'aluminium, compte tenu naturellement des différentes sujétions que ce matériau comporte, par exemple au point de vue des soudures.

M. GUILLAUD. — La norme est possible, mais il faudra qu'elle soit étudiée très soigneusement.

LE PRÉSIDENT. — Étant donné la nouveauté de la question, notre intention ne serait pas de publier tout de suite une norme proprement dite, mais plutôt une feuille de documentation.

UN AUDITEUR. — Vous avez des couvertures en aluminium qui se font sans voligeage.

M. GIGOU. — C'est un procédé un peu nouveau.

UN AUDITEUR. — C'est un procédé suisse; il a donné satisfaction, surtout quand il n'y a pas de raccord.

UN AUDITEUR. — C'est une technique en pleine évolution. Il y a constamment de nouveaux procédés mécaniques d'accrochage.

UN AUDITEUR. — Il faut que la question de l'oxydation de l'aluminium soit envisagée. Je fais des essais sur des récipients en aluminium : le métal reste intact à l'intérieur comme s'il sortait de l'usine, alors que l'extérieur, en contact avec l'atmosphère de Paris, est complètement oxydé et devient granuleux. L'aluminium

de ces récipients est de la même qualité que le métal utilisé pour la fabrication des boîtes de conserve. J'attire votre attention sur ces questions de corrosion.

**M. HÉLARY.** — Je voulais simplement rappeler qu'il y aura bientôt trois ans, nous avons préparé un document technique, le DTG 15. A l'époque tout le monde était d'accord. Il y a certainement eu des progrès réalisés depuis; néanmoins ce document pourrait peut-être servir de base pour établir un projet de norme.

**M. GIGOU.** — Notre intention est bien de partir des bases sur lesquelles on a déjà discuté pour faire un projet de norme qui serait mis en annexe du code de couverture.

**M. HÉLARY.** — D'ailleurs à la suite du Congrès International de l'année dernière, nous avons été amenés à apporter une petite addition à ce document. Cette addition paraîtra dans les errata de la huitième publication du R. E. E. F. Nous ajouterons que peut être accepté au même titre que l'aluminium 99,5, l'alliage aluminium-magnésium, ceci en accord avec la Chambre Syndicale de la Couverture.

**M. GUILLAUD.** — Quand une couverture n'a pas de raccord, c'est parfait. Les difficultés commencent pour la couverture en aluminium quand il y a des raccords.

**M. PONS.** — C'est le problème de la soudure sur le chantier qui n'est pas résolu. Je sais que des essais ont été faits, mais ils n'ont pas été entièrement satisfaisants. Le jour où l'on aura trouvé la possibilité de souder sur place, un pas énorme sera réalisé.

**LE PRÉSIDENT.** — Compte tenu de ces réserves, tout le monde est d'accord pour que l'on publie au moins une feuille de documentation à ce sujet.

**M. GUILLAUD.** — J'ai vu une couverture pour laquelle on avait utilisé des feuilles d'aluminium de 5 ou 6 m de long, soudées bout à bout; moins de deux mois après la pose elles étaient déjà complètement gondolées.

## **Plomberie.**

**M. GIGOU.** — Si vous voulez bien nous allons passer à la plomberie pour rester dans le même corps d'état. Là je poserai plutôt des questions.

### **Code et normes de plomberie.**

Tout d'abord celle-ci : Dans l'application du code de plomberie, y a-t-il eu des difficultés qui se soient révélées à l'usage, ou bien est-ce plutôt dans la normalisation des éléments ou des matériaux que des difficultés se soient présentées ?

**M. GUILLAUD.** — Je vais vous donner l'avis de la Chambre Syndicale de Plomberie sur la question de la normalisation des produits, car en ce qui concerne la normalisation des appareillages, nous sommes d'accord.

Lorsque au début on a fixé les bases de discussion des normes de Mécanique C. N. M. avec M. MERIEL BUSSY, j'étais parfaitement d'accord sur le principe de la normalisation. On examinait le produit; on élaguait les dimensions, les épaisseurs; chacun mettait du sien et on sortait des séries acceptables pour tous.

Durant la guerre, j'ai été étonné de la tournure nouvelle de la normalisation des produits. C'est ainsi que, sans être convoqués, nous avons pu constater la parution de normes qui n'avaient pas eu notre assentiment, et très souvent actuellement je ne suis plus tout à fait d'accord sur la normalisation des produits telle que celle-ci est effectuée.

Il faudrait donc s'entendre sur le mot normalisation ou sur le principe de la normalisation des produits. Normaliser ne veut pas dire tout modifier en créant du nouveau. Malheureusement c'est la tendance qui règne dans certaines commissions se rapportant aux produits essentiels à notre corporation.

Il faudrait ensuite de la stabilisation dans les normes. Qu'il y ait des modifications de détail, dans les années qui suivent la parution d'une norme, la chose est normale, car il y a l'évolution du produit, mais de là à modifier une norme pour un motif quel-

conque, ainsi que cela s'est fait depuis l'occupation, cela ne va plus. Autant je suis d'accord sur la normalisation des appareils, autant je suis en désaccord sur la normalisation des produits.

Normaliser un produit, c'est classer les fabrications en mettant de côté les dimensions peu employées, puis classer celles qui restent en fonction de leur emploi, et enfin ne conserver qu'une gamme plus limitée d'emplois sans nuire toutefois aux professions. La normalisation devrait donc classer des « existants », et j'insiste sur le mot « existants » parce que je ne suis pas d'accord avec le travail accompli actuellement dans certaines commissions où l'on fait du nouveau en supprimant des « existants » nécessaires à des corporations, et en disant, si l'on réclame : « la profession s'arrangera ».

Vous comprendrez que je ne sois pas d'accord avec cette manière d'opérer, et notre Chambre Syndicale encore moins.

Ainsi, avant guerre, on avait mis sur pied des normes C. N. M. qui donnaient satisfaction en se basant sur le principe des « existants ». Pendant l'occupation, sous une influence à propos de laquelle je ne veux pas insister, on a remplacé ces normes C. N. M. par des normes françaises discutées hors de notre présence. Par la suite, ces normes n'ont pas eu l'accord des Chambres Syndicales, de sorte qu'actuellement les utilisateurs ne les appliquent pas et on se trouve dans l'obligation de les reviser. Voyez sur les normes françaises ainsi parues combien sont en révision ! Vous citerai-je des exemples ? La norme C. N. M. 6003 a paru en 1933, après des mois d'étude rue de Courcelles et avenue Hoche. Elle résultait de concessions réciproques et les diamètres extérieurs répondaient aux « existants ». La guerre arrive. On annule cette norme sans se soucier de la corporation du bâtiment et on la remplace par la norme A 68-101; on crée les épaisseurs de 0,8 mm, 1,2 mm, 1,6 mm et on supprime celle de 1,5 mm couramment employée, de sorte qu'on arrive à des diamètres intérieurs qui suscitent des réclamations des usagers.

Enfin, il y a quelques mois, on a décidé de reconsidérer la norme A 68-101. On a passé des heures à discuter de la nécessité d'un seul diamètre, alors qu'on me déclarait auparavant : « Vous, les entrepreneurs, vous vous arrangerez. » Tout cela parce qu'on n'a pas voulu prendre les « existants » pour base de la discussion.

Vous parlerez de des normes du plomb où il est prévu une teneur minimum en plomb pur de 99,9 alors qu'analyse en main, j'ai prouvé que c'était impossible ? J'ai soulevé également la question des épaisseurs. L'épaisseur la plus couramment employée par nos professions était celle de 1,5 mm; durant l'occupation, sans notre assentiment, on l'a supprimée et créé l'épaisseur de 1,6 mm que personne n'emploie à Paris.

Le but de mon intervention aujourd'hui est de formuler nos désirs.

1° Que les études des normes de produits prennent pour base les produits « existants » employés par les corporations et que les gammes retenues soient établies en fonction des « existants » afin de ne pas forcer les entreprises à modifier leur outillage à tout moment.

2° Que, lorsqu'une norme est acceptée, elle ne subisse plus que de légères modifications de détail et ne soit pas remplacée au gré des temps.

Ceci dit, nous insistons sur la nécessité de normaliser les appareils que nous installons et d'utiliser des « échanges standards ». Les écarts, les alimentations, la position des vidanges, etc., devraient être normalisés, afin de pouvoir faire de la préfabrication en plomberie dans nos ateliers et de réduire les coûts de débours et de main-d'œuvre. Mais je préfère laisser sur ce point la parole à certains confrères qui ont étudié à fond la préfabrication.

Je terminerai en souhaitant que l'AFNOR prenne en considération les désirs que j'ai exprimés afin que la voix de l'entreprise soit un peu plus écoutée et que nos corporations aient la place qu'elles méritent dans les Commissions d'études.

Je me permets de présenter ces réflexions, parce que très souvent en commission, lorsque nous mentionnons nos observations à titre d'entrepreneurs, on nous oppose : « Vous, les entrepreneurs, cela ne vous intéresse pas. » Il faudrait qu'on nous écoute un peu plus et qu'on tienne compte de nos observations.

**LE PRÉSIDENT.** — M. GUILLAUD, tout d'abord en réponse à une allusion que vous avez faite à deux reprises, je peux vous assurer que les révisions de normes ont été faites pendant la guerre sans aucune pression.



M. GUILLAUD. — Elles ont été faites et approuvées par le Comité d'Organisation.

Le PRÉSIDENT. — Nous n'allons pas entamer une discussion sur ce sujet. Je tiens à préciser qu'il n'y a eu aucune pression, et que les modifications ont été envisagées et faites simplement avec le souci d'appliquer les règles générales d'unification qui datent de 1925-1926.

En ce qui concerne l'idée que vous émettez que l'on devrait en quelque sorte se borner à établir un état de fait en concrétisant des habitudes et en procédant au besoin à une simplification, il s'agit là de la première étape de toute normalisation; c'est la plus facile puisqu'elle n'entraîne pas de modification d'outillage à la production; mais il faut se rendre compte que dans beaucoup de cas on aboutit ainsi à une gamme de produits présentant des accumulations d'échelons dans une partie de la gamme, des manques dans une autre partie, et l'on est appelé dans certains cas à adopter un échelonnement normal pour mieux répartir les modèles mis à la disposition des utilisateurs.

Cet échelonnement normal a fait ses preuves dans tous les pays, dans les pays anglo-saxons en particulier, et il est ainsi démontré qu'il permet de satisfaire le maximum de besoins avec le minimum de modèles.

Je ne pense pas qu'au sein des commissions AFNOR, le corps d'état de la plomberie ait rencontré un accueil systématiquement défavorable, et je crois qu'actuellement vos desiderata ne portent plus que sur deux ou trois diamètres.

Nous n'allons pas entamer une discussion sur les diamètres normalisés, et ce que je peux vous dire, c'est que nous allons réexaminer la question, en vous demandant de votre côté de voir si petit à petit vous ne pouvez pas vous adapter aux nouveaux diamètres qui, je le répète, correspondent à une simplification intéressante à la production; celle-ci doit vous permettre de bénéficier de réductions de prix et ainsi vous apporter des avantages dans un avenir proche.

M. GUILLAUD. — Ce que nous ne comprenons pas c'est qu'on a modifié la norme CNM 6003, de telle sorte que l'on trouve par exemple dans la nouvelle norme des tubes de 22,6 mm × 25 mm de diamètre. Des ingénieurs m'ont demandé pourquoi de telles dimensions avaient été adoptées.

Le PRÉSIDENT. — La norme A 68-101 prévoit également le tube de 23 mm × 25 mm de diamètre. Actuellement, étant donné la précision de plus en plus grande de la fabrication mécanique, une cote nominale ronde perd de sa valeur puisque, compte tenu des tolérances, les cotes minima et maxima ne sont plus rondes, alors que ce sont elles qui interviennent en réalité.

UN AUDITEUR. — Vous parlez du tube de 23 × 25. Ce tube ne conviendra pas et il faudra prendre du tube de 22 × 25.

Le PRÉSIDENT. — La question sera reprise au sein de la commission. Nous tiendrons compte des suggestions que vous faites.

M. PONS. — Je voudrais vous dire mon opinion en tant que technicien du bâtiment et de la couverture-plomberie. Il faut que les normes soient vivantes, mais il ne faut pas qu'elles varient trop souvent, nous irions ainsi à l'encontre du but recherché, et il faut qu'elles durent assez longtemps pour qu'elles puissent être appliquées. Ce qui revient à dire qu'avant qu'une norme paraisse, il faut prendre le maximum de précautions et obtenir l'avis de tous les gens intéressés à son application. Il faut évidemment, la norme parue, admettre qu'elle puisse être révisée, mais éviter surtout des révisions en cascade, c'est-à-dire ne pas faire une révision trop hâtive pour qu'immédiatement une autre révision soit rendue nécessaire; sinon il n'est plus possible de savoir quelle norme doit être appliquée. J'attire donc votre attention sur la parution des normes qui ne doit être faite qu'après avoir pris toutes les précautions utiles afin d'éviter des protestations d'organismes intéressés et une révision à leur demande.

Le PRÉSIDENT. — C'est précisément pour éviter une révision trop fréquente des normes que nous faisons des travaux en commission et des enquêtes publiques.

UN AUDITEUR. — Nous aurons d'ici peu à examiner avec M. HÉLARY des documents très intéressants dans lesquels sont mentionnées un certain nombre de normes. J'ai regardé ces normes avec le secrétaire de notre Chambre Syndicale. Sur toutes

les normes qui sont citées nous ne pouvons pas en accepter la moitié.

Le PRÉSIDENT. — Ces normes ont été mises en revision pour tenir compte en particulier de vos desiderata. Par conséquent nous n'allons pas prolonger ce débat de principe et nous allons donner la parole à M. GIGOU.

### Appareils sanitaires.

M. GIGOU. — Je voudrais maintenant parler des *appareils sanitaires* pour signaler que nous aurions beaucoup aimé avoir une normalisation de qualité de ces appareils en céramique. Des efforts ont été faits d'abord par le C. S. T. B. qui a essayé d'inclure des prescriptions dans un Cahier de prescriptions techniques générales. De notre côté, nous aurions voulu que ces prescriptions fassent l'objet d'une norme de qualité et c'est là je crois où, pour le moment, nous sommes en désaccord avec les fabricants. Il serait cependant extrêmement important que la qualité de la céramique sanitaire fût définie de telle sorte que l'acheteur puisse s'appuyer, non seulement sur des caractéristiques bien établies, mais également sur des méthodes d'essai, simples au besoin, mais permettant de distinguer les qualités de l'appareillage sanitaire.

Je sais bien que les producteurs nous opposent toujours les difficultés de cuisson. Dans tous les catalogues des fabricants, il est bien spécifié que s'il y a des choix ou des catégories d'appareils, ceux de deuxième et de troisième choix ne sont jamais mis en fabrication. Ils résultent de ce que parfois l'outillage ou l'appareillage à la sortie du four se trouve avoir des défauts et est alors déclassé.

Nous nous trouvons devant un problème semblable à celui qui se présente pour les produits naturels. Il faut bien établir une classification des appareils et des produits de telle sorte qu'on soit d'accord sur ce qu'est un premier, un deuxième ou un troisième choix. Avec la collaboration de tous, du C. S. T. B. et des entreprises, nous allons essayer d'établir cette norme de qualité des appareils en céramique.

UN AUDITEUR. — Le troisième choix ne devrait pas exister. On devrait avoir le hors-choix et le second choix. On devrait démo-lier le troisième choix et en tenir compte dans les prix.

UN AUDITEUR. — Cette question de qualité a déjà été précisée il y a une trentaine d'années dans des catalogues de céramique. Je rechercherai ces catalogues et vous les ferai parvenir. Ils indiquaient les qualités et les défauts correspondant à chaque choix.

Le PRÉSIDENT. — Les caractéristiques que nous voulions inclure dans le projet de norme de qualité sont celles qui figurent dans un texte que les céramistes avaient remis au C. S. T. B. pour faire partie du Cahier des prescriptions techniques générales.

Je voudrais également signaler à M. GUILLAUD que la norme du lavabo répond à son souci de définir d'une façon précise les cotes d'interchangeabilité des arrivées et des évacuations. Je me demande même si l'on ne pourrait pas étendre ce souci de précision à des plans-types d'installation.

M. GUILLAUD. — Il faudrait réaliser les installations de tuyauteries de plomberie au millimètre près.

M. BOUF. — Il y a probablement un certain nombre d'articles sanitaires, en particulier les cuvettes de W.-C., à propos desquels vous pourriez exercer une action utile. Si je n'en pose pas, il m'arrive de fabriquer des abattants. Il nous en est demandé de toutes les formes, de telle sorte que nous avons 72 modèles. Il est question de faire des abattants en matière plastique. Or, les moules permettant la fabrication d'un modèle coûtent 1 200 000 F. Les fabricants ne veulent pas envisager la fabrication de 72 modèles, ne pouvant entreprendre, disent-ils, que des fabrications massives. Il n'est donc pas possible d'envisager la fabrication d'abattants en matière plastique tant qu'il y aura autant de modèles.

M. GUILLAUD. — L'abattant est normalisé.

M. GIGOU. — La norme des abattants existe. On trouve des abattants normalisés.

M. BOUP. — Mais quand on demande un modèle d'abattant au fabricant, celui-ci est bien obligé de le faire.

M. GUILLAUD. — Les cuvettes sont normalisées et les abattants aussi.

UN AUDITEUR. — Il n'y a qu'un lavabo normalisé, ce n'est pas suffisant pour répondre à tous les besoins.

M. GIGOU. — Il est envisagé de compléter cette norme parce que, comme nous l'avons déjà dit, la sur-normalisation ne permet pas d'utiliser toutes les possibilités du bâtiment.

### Quincaillerie.

Je voudrais passer maintenant à un autre corps d'état et parler de la *quincaillerie*, surtout de la quincaillerie de bâtiment. Le mois dernier, nous avons mis à l'étude des normes pour les serrures, normes de qualité ayant pour but de permettre l'apposition des marques de qualité dans la quincaillerie. La question des marques de qualité, notamment dans la quincaillerie, se pose pour les architectes depuis fort longtemps. Jusqu'en 1934, il y avait la *série de la Société Centrale des Architectes*. La marque de qualité était représentée par une fleur de lotus et les lettres SC<sub>1</sub> et SC<sub>2</sub>. Depuis 1934, la marque de qualité est passée sous la responsabilité de la *Chambre Syndicale de la Quincaillerie*. A cet effet on avait décidé une intervention des lettres, et nous devions avoir pour 1937 les qualités CS<sub>1</sub> ou CS<sub>2</sub>. On avait deux ans pour réaliser la transformation des poinçons.

En 1939, la question n'était pas encore réglée. Depuis la fin de la guerre, le problème de la marque de qualité s'étant de nouveau posé, nous essayons de le résoudre actuellement dans le cadre de la normalisation.

Pour cela, comme il s'agit de serrures, nous avons établi, en accord avec le *Syndicat national des fabricants de quincaillerie*, un certain nombre de projets de normes qui sont « projets de normes en application », relatifs aux qualités des serrures d'une part, aux qualités des blocs de sûreté à clef plate, d'autre part, et enfin, aux crémones. Nous envisageons encore d'autres projets de normes mis en application pour d'autres pièces de quincaillerie, par exemple pour les paumelles ou pour les béquilles. Dans le cadre de la Marque Nationale N. F. de conformité aux normes, nous nous ingénerons à appliquer des marques de qualité qui seront nommées provisoirement S. Q. B., c'est-à-dire *Syndicat de la Quincaillerie de Bâtiment*. Voilà ce que je voulais vous dire au point de vue quincaillerie. J'aimerais savoir si sur ce point quelqu'un a des questions à poser.

LE PRÉSIDENT. — Du reste, l'application d'une marque de qualité, par exemple dans le cas des normes N. F. pour certains corps d'état, pourrait sans doute être intéressante, non seulement dans la serrurerie et la quincaillerie, mais également pour certains articles de plomberie et de robinetterie.

Messieurs, si sur ce sujet vous avez quelques éclaircissements à demander ou des suggestions à nous faire en vue de la poursuite des travaux dans ce domaine, nous sommes prêts à les entendre.

### Maçonnerie.

M. GIGOU. — Je voudrais maintenant parler de la *maçonnerie*, et dans ce domaine faire le point sur les travaux de normalisation. Il y a, d'une part, les travaux de maçonnerie proprement dits, d'autre part les matériaux. Pour les travaux de maçonnerie, nous avons essayé pendant longtemps — et malheureusement nous n'avons pas encore réussi — d'établir, comme nous l'avions fait pour la couverture-plomberie, des codes de conditions minima d'exécution. Mais les travaux de maçonnerie sont tellement importants, tellement divers, que nous avons eu de grosses difficultés à préparer un projet. On poursuit ce travail et je pense qu'on réussira à faire paraître un document.

### Pierres de taille.

C'est surtout sur les matériaux que je voudrais m'attarder. La plupart ont fait l'objet de normes et je voudrais savoir si l'application de ces normes a présenté des difficultés. L'établissement de la norme B 10-001 relative aux *pierres de taille* a posé bien des problèmes. Cette norme B 10-001 a été homologuée il y a quatre ou cinq ans. Elle donne une classification des duretés-types reliées elles-mêmes à la difficulté de taille manuelle. Elle comporte également une courbe de dureté moyenne à allure parabolique résultant d'une relation empirique, qui paraissait vérifiée, entre le poids spécifique de la pierre et sa résistance à la compression. Les duretés-types s'échelonnent le long de cette parabole suivant un certain nombre de courbes répondant aussi à des formules empiriques reliant les mêmes variables. On pensait avoir ainsi résolu, en plein accord avec les carriers et d'une manière un peu plus scientifique que par le passé, le problème de la difficulté de taille qui intervenait pour le classement des pierres d'après leur prix de revient.

Malheureusement, il semble que la série de prix de la Société Centrale n'a pas suivi entièrement les conclusions de la norme, et comme la série de prix est établie d'après ce qui se fait, nous demandons aux carriers s'ils considèrent que la norme ne leur donne pas entière satisfaction. La série de prix prévoit des coefficients de taille portant les mêmes numéros que les duretés-types de la norme bien qu'il n'y ait pas correspondance entre ces deux classements. La question est importante, et il conviendrait de réaliser l'accord de tous les intéressés sur un classement des pierres de taille d'après leur dureté.

M. HÉLARY. — La question ne nous a pas échappé, et mercredi après-midi, dans mon bureau, se tiendra une réunion d'information. Si M. GIGOU veut y participer, c'est avec plaisir que je l'y invite.

M. LHESPITAOU. — La série de prix est faite par la *Société Centrale des Architectes* en collaboration avec les Entrepreneurs de Maçonnerie et les Carriers. Les carriers sont appelés uniquement à titre consultatif. Je puis vous dire sans trahir de secret que le projet de classification des pierres présenté par les carriers n'est pas celui qui a été adopté par la série de prix. Il y a également une différence à faire entre ce qu'on appelle « les duretés-types » dans la norme et les coefficients de taille de la série. La norme est d'ailleurs extrêmement claire à ce sujet. Elle dit : « les duretés-types peuvent servir de terme pour une comparaison approximative de la difficulté de taille ». Qu'est-ce que la difficulté de taille, telle que l'entend la série ? C'est une façon d'établir le prix de la taille.

Or, si dans le coût de la taille interviennent les deux facteurs qui ont été retenus par la norme et qui sont la résistance à l'écrasement et la densité, on peut concevoir — et c'est ce qui se passe en réalité — que pour deux pierres de même dureté, la difficulté de taille soit différente selon qu'une des pierres est siliceuse et que l'autre ne l'est pas. Il est évident qu'à dureté égale la pierre siliceuse sera plus chère à tailler et méritera d'avoir un coefficient de taille, pour la série, plus élevé que la pierre non siliceuse.

Or, la norme telle qu'elle est faite actuellement donne pour ces deux pierres un seul numéro, bien qu'elles présentent des difficultés de taille différentes. Aussi la norme précise avec raison que « la dureté-type ne peut servir que pour une comparaison approximative de la difficulté de taille », et justement la réunion à laquelle M. HÉLARY a fait allusion tout à l'heure doit être une première prise de contact entre notre *Chambre Syndicale des Carriers* et le *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment* dans le but d'essayer de mettre au point pour les pierres une méthode de détermination des coefficients de difficulté de taille plus scientifique que celles qui ont été établies jusqu'ici.

M. GIGOU. — Je remercie M. LHESPITAOU d'avoir donné ces précisions. On risque en effet de confondre les classes de dureté fournies par la norme avec les coefficients de difficulté de taille de la série, bien que la norme prévoise que la difficulté de taille manuelle doive être précisée par la fiche de documentation de chaque pierre (en raison de la correspondance *toute relative* existant entre la dureté et la difficulté de taille). La difficulté de taille ayant une influence directe sur le prix de la pierre, nous



sérons sans doute amenés à ajouter ces précisions dans la norme, afin qu'on ne confonde pas la classe de dureté et le coefficient de taille.

M. LHESPITAOU. — Au moment où la série maçonnerie 1949 a été faite, le projet présenté par les carriers prévoyait dix-huit numéros de taille et non quatorze. Il y a eu un resserrement de quatre numéros. Le risque de confusion provient du fait que chacun des deux documents (norme et série) comporte quatorze numéros alors que ces numéros n'ont entre eux aucun rapport.

M. GIGOU. — J'ai voulu soulever la question parce qu'elle est extrêmement importante pour la normalisation.

M. HÉLARY. — Il ne faut pas perdre de vue que la norme B. 10-001 se rapporte uniquement aux pierres calcaires.

LE PRÉSIDENT. — Nous espérons que les réunions qui auront lieu au C. S. T. B. permettront de mettre la norme en accord avec les séries de prix.

### Briques.

M. GIGOU. — Je voudrais également porter mon attention sur la question des briques. Là je retrouve un problème analogue à celui que nous avons évoqué tout à l'heure à propos des tuiles. Il s'agit également de terre cuite, et je pense que les briquetiers éprouvent des difficultés dans l'application de la norme. Les normes des briques sont au nombre de deux; l'une vise les briques semi-modulées, l'autre les briques ordinaires. Or, les briques semi-modulées ne sont pratiquement pas encore mises en fabrication et quant aux briques ordinaires dont la norme remonte à 1937 (soit quatorze ans d'application), on ne trouve pas toujours sur le marché les modèles retenus par la norme.

J'ai eu l'occasion de vérifier que sur les vingt-sept modèles proposés dans les catalogues d'un fabricant trois seulement étaient des modèles normalisés, et encore parmi ces trois modèles deux figuraient comme modèles exceptionnels et régionaux. C'est gênant pour l'application de la normalisation dans la maçonnerie, parce qu'il faut bien avouer que les efforts tentés pour réduire le prix de revient de la maçonnerie en partant d'un matériau modulé n'ont pas été satisfaisants. Si nous ne trouvons pas sur le marché de briques qui satisfassent aux normes dimensionnelles, tous les efforts que nous avons faits et que nous pourrions faire en vue de la modulation resteront vains.

Il y a d'autres points sur lesquels nous pourrions encore discuter, dont la révision de la norme de qualité des briques. Là également, nous nous trouvons devant une norme un peu ancienne. Le sens qu'il faut attribuer à certaines caractéristiques a évolué et actuellement nous avons des difficultés quant à la fixation de la valeur admissible pour la porosité d'une brique, qu'il s'agisse de la brique ordinaire ou de la brique de parement. Nous savons par exemple que le C. S. T. B. avait demandé dans son Cahier des charges l'inscription d'une clause fixant à 12 % la valeur maximum de la porosité des briques de parement. Malheureusement, les fabricants ne nous ont pas donné satisfaction et nous ont renvoyés purement et simplement à la norme qui prescrit 18 % pour cette valeur maximum.

En fait, des essais ont été poursuivis, notamment par le C. S. T. B. et on s'est aperçu que la plupart des briques, même si elles sont apparemment de mauvaise qualité, répondent très largement à cette définition d'une porosité inférieure à 18 %. Pourquoi ? Parce qu'en réalité, la norme a fixé une mauvaise méthode de

détermination de la porosité. Qu'est-ce que la porosité ? C'est le rapport des vides au plein dans un volume. C'est donc un rapport de volumes, alors que suivant la norme on mesure la porosité par une méthode gravimétrique : on pèse une brique sèche, puis on la trempe dans l'eau, et on la pèse mouillée, et au lieu d'en déduire le rapport du volume des vides à celui des pleins, on fait le rapport des poids. Or, toute la question du pourcentage est là : au numérateur on a le volume des vides puisque la densité de l'eau est égale à 1, et au dénominateur on a le volume des pleins multiplié par la densité de la brique, ce qui abaisse la valeur du rapport et par suite le pourcentage. Je crois qu'il faudra que nous revoyions la question de la porosité des briques et la façon de la mesurer, afin de pouvoir donner satisfaction aux usagers qui voudraient tout de même pouvoir, pour les briques de parement, exiger une porosité bien inférieure à celle qui est prévue par la norme.

LE PRÉSIDENT. — Cette question de porosité qui va faire l'objet de définitions plus générales donne-t-elle lieu à des remarques de votre part ?

M. HÉLARY. — Je crois qu'on pourrait tout simplement abandonner le terme de porosité et déterminer un coefficient d'absorption; en effet, à quoi correspondent les 18 % de porosité définis par la norme ? En réalité, à un coefficient beaucoup plus fort que la véritable porosité en volume. Pour avoir ce coefficient il faut multiplier la porosité en volume par la densité de la brique, ce qui donne 40 %.

M. GIGOU. — Tout est là; en outre il y a encore une erreur sur l'interprétation du mot « porosité ». On confond la porosité avec la perméabilité, qui correspond au fait qu'une brique peut absorber plus ou moins d'eau.

LE PRÉSIDENT. — Je voudrais maintenant, si personne ne demande plus la parole, remercier d'abord M. GIGOU de son exposé et de ses réponses chaque fois très pertinentes aux questions qui lui ont été posées; il a mis en évidence ce qui ne va pas dans la normalisation du bâtiment. Je voudrais également vous remercier toutes et tous qui avez bien voulu formuler des remarques. Toutes ces remarques sont constructives et nous conduisent à envisager de quelle façon nous allons pouvoir maintenant poursuivre la normalisation dans le domaine du bâtiment.

En premier lieu nous sommes tenus par la question du module en lui-même et, pour la valeur du module, je vous rappelle qu'en tant que normalisation nous sommes intégrés dans les travaux internationaux qui jusqu'à présent ont conduit, dans les pays qui se sont penchés sur la question, à un module qui est pratiquement 10 cm. Ce module, qui peut être appelé le « module des matériaux » semble donc devoir être acquis. C'est le Comité Belge de Normalisation qui a le Secrétariat du Sous-Comité, alors que la France a le Secrétariat Général, qui doit faire des propositions. On peut penser, d'après la première réunion, que nous nous ache-minons vers le module de 10 cm pour les matériaux. Comme je le disais en appuyant la proposition de M. GIGOU, il y a un premier travail à faire au sein d'une Commission du Bureau de Normalisation des Architectes pour voir sous quelle forme normalisatrice ce premier travail pourrait être fait.

J'ai retenu en même temps qu'il y avait deux choses à faire; c'est de tenir compte des remarques un peu contradictoires qui se sont fait jour; l'une touchant à la sur-normalisation et l'autre à la sous-normalisation.

Je tiens enfin à attirer votre attention sur le fait que les difficultés concernent seulement une dizaine ou une quinzaine de normes sur plusieurs centaines qui existent. Par conséquent, il faut se rendre compte que, dans le domaine du bâtiment, un très gros effort a été accompli et je remercie tous ceux qui ont fait des suggestions pour compléter ces normes et les remettre au point.

JUIN 1952

Cinquième Année, N° 54.

## DOCUMENTATION TECHNIQUE

### SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'Index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

#### Prix des reproductions photographiques :

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus)..... 100 F

Positifs sur papier : la page (port en sus) :

Format 9 × 12.....	55 F
13 × 18.....	70 F
18 × 24.....	90 F
21 × 27.....	130 F
Minimum de perception.....	150 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>.

## SOMMAIRE

DOCUMENTATION TECHNIQUE LV

RÉUNIE EN

MARS 1952

	Pages.
I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION..	668
Architecture et Urbanisme.....	668
Sciences de l'Ingénieur.....	668
Les Arts de la Construction.....	671
Les Ouvrages.....	681
II. — TRADUCTIONS.....	686
III. — BIBLIOGRAPHIE.....	686
IV. — NORMALISATION.....	690



## I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C. I. D. B.), les analyses présentées dans la Documentation Technique comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Les analyses sont publiées dans la Documentation Technique dans l'ordre des rubriques de la classification, du système CORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

## B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-55. La construction moderne en architecture (Contemporary structure in architecture). MICHAELS (L.); Ed. : Reinhold

Publishing Corporation, New-York, U. S. A. (1951), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol., XIX + 229 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée

B-619 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19600.  
CDU 72 : 690.2 (02).

## C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

2-55. Le calcul intégral facile et attrayant. BESSIERE (G.); Ed. : Dunod, Paris (1951), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol., VIII + 214 p., 52 fig. — Voir analyse détaillée B-600 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19645.

CDU 51 (02).

## Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

3-55. Théorie des solides parfaitement plastiques (Theory of perfectly plastic solids). PRAGER (W.), HODGE (Ph. G. Jr.); Ed. : John Wiley and Sons, New-York, U. S. A. (1951), 1 vol., x + 264 p., 90 fig. — Voir analyse détaillée B-617 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19599.

CDU 539.37 : 690.4 (02).

4-55. Résistance des matériaux. I : Élasticité, plasticité et résistance des matériaux et des éléments de construction (Festigkeitslehre. I : Elastizität, Plastizität und Festigkeit der Baustoffe und Bauteile). GEHLER (W.), HERBERG (W.); Ed. : Walter de Gruyter und Co, Berlin, All., (1952), t. 1, 1 vol., 159 p., 119 fig., 38 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-629 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19346.

CDU 690.4 : 539.37 (02).

5-55. Mécanique de l'ingénieur. III : Résistance des matériaux et élasticité (Mechanik für Ingenieure. 3 : Festigkeits- und Elastizitätslehre). MÜLLER (H.); Ed. : Georg Westermann, Braunschweig, All. (1951), t. 3, 1<sup>re</sup> édit., 1 vol., 254 p., 268 fig., 10 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-626 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19278.

CDU 690.4 : 539.37 (02).

6-55. Plasticité (Plasticidad). VELASCO DE PANDO (M.); Rev. Ci. aplic., Esp. (nov.-déc. 1951), n° 23, fasc. 6, p. 481-496, 2 fig., 4 réf. bibl. — Exposé général des bases du problème de la plasticité. Hypothèses fondamentales admises par les théories en vigueur : l'isotropie et l'isovolumétrie. Compte rendu des expériences de Stuessi qui montrent que ces théories sont en désaccord avec la réalité. Nouvelle théorie admettant que, sous l'action d'une tension plastifiante, les groupes de cristaux

modifient leurs liaisons de manière à produire une anisotropie cylindrique : suivant l'axe, on a le diagramme plastique, cependant que, perpendiculairement à l'axe, on a le diagramme élastique. Équations générales résultant de ce postulat. Application à l'enveloppe cylindrique entièrement ou partiellement en période plastique. Exemple numérique. Équations applicables à l'état plastique triple. E. 18964.

CDU 539.37 : 518.5.

7-55. Théories phénoménologiques du fluage. II (Phenomenological theories of creep. II). GRAHAM (A.); Engineer, G. B. (15 fév. 1952), vol. 193, n° 5012, p. 234-236, 2 fig., 48 réf. bibl. — Comparaison des résultats obtenus avec la formule proposée et ceux qui découlent de l'emploi des formules empiriques précédentes. Avantages de la nouvelle formule. E. 19290.

CDU 539.3 : 518.5.

8-55. Le frottement intérieur sous très faibles contraintes. CABARAT (R.); Mém. Soc. Ingers civ. Fr., Fr. (mai-juin 1951), n° 5-6, p. 167-183, 21 fig., 1 réf. bibl. — Intérêt de l'étude de l'élasticité et du frottement intérieur (ou capacité d'amortissement). Méthodes de mesures par des vibrations provoquées dans l'échantillon et dont on détermine l'amplitude en fonction de la fréquence variable de la force agissante. Méthode récente utilisée au Conservatoire national des Arts et Métiers; précision des mesures. Choix de la méthode de mesure et importance pratique. Pertes d'énergie aux faibles contraintes. Importance de la capacité d'amortissement en mécanique. E. 19577.

CDU 539.3 : 620.1 : 691.

## Cac n Procédés de calcul.

9-55. Dimensionnement expérimental des constructions. ROCHA (M.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (fév. 1952), n° 235 (Théories et méthodes de calcul, n° 16), 40 p., 55 fig., 69 réf. bibl. (résumé anglais). — Aperçu sur le problème du dimensionnement des constructions. Examen, dans leurs grandes lignes, des possibilités et des limitations de la théorie de l'élasticité et de la résistance des matériaux pour la détermination de l'état de tension en chaque point d'une construction, puis celles de la théorie de la plasti-

cité; déterminations analytique et expérimentale. Similitude mécanique et emploi de modèles constitués, soit par le même matériau, soit par d'autres matériaux que le prototype. Mode de construction des modèles, du point de vue des échelles, des matériaux, de l'application des sollicitations. Méthodes d'observation des modèles en vue de déterminer l'état de déformation et l'état de tension. E. 19494.

CDU 690.4 : 518.5.

10-55. Intégration numérique en résistance des matériaux. COURBON (J.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (fév. 1952), n° 240 (Théories et Méthodes de calcul, n° 17), 16 p., 11 fig., 4 réf. bibl. (résumé anglais). — Méthodes de calcul numérique employées au Service central d'Études techniques du Ministère des Travaux publics, en vue de l'interpolation et de l'intégration. L'intégration est remplacée par une somme algébrique de produits, exécutée à l'aide d'une machine à calculer électrique de bureau. Le nombre de valeurs de base utilisé est plus faible qu'en statique graphique. L'efficacité, la précision et la rapidité de la méthode exposée permettent d'aborder le calcul de systèmes qu'il serait impossible de calculer par d'autres procédés et de libérer la construction de servitudes de forme imposées par le calcul algébrique. Discussion. E. 19494.

CDU 518.5.

11-55. Les points singuliers du champ d'équilibre élastique à deux dimensions. TEISSIER DU CROS (F.); Ann. Ponts Chauss., Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1, p. 1-25, 6 fig., 6 réf. bibl. (résumé anglais). — Dans un prisme élastique en équilibre sous l'action de forces extérieures créant une déformation plane ou une contrainte à deux dimensions dans le plan privilégié d'une section droite, on peut exprimer les coordonnées du déplacement ou de la contrainte au moyen de deux fonctions de la variable complexe  $x + iy$ . On obtient leur expression par une méthode nouvelle. Application aux points singuliers du champ qui sont des « infinis isolés » de la contrainte. Décomposition de ces singularités en singularités élémentaires d'ordres entiers. Avantages de l'emploi de la variable complexe lorsque les données aux limites du champ s'expriment par des relations analytiques. E. 19338.

CDU 539.37 : 518.5.

12-55. Méthodes d'approximation pour le calcul des systèmes de poutres. COURBON; *Ann. Ponts Chauss.*, Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1, p. 27-65, 23 fig. (résumé anglais). — Exposé de la méthode des rotations et de la méthode de Cross, appliquées aux systèmes de poutres droites situées dans un même plan et soumises à des forces situées dans ce plan, dans le cas des nœuds fixés et dans le cas des nœuds pouvant subir une translation. Exemples numériques. Effet de la variation de longueur des poutres du système, due aux efforts normaux ou à la température. Calcul des efforts secondaires dans les systèmes triangulés à assemblages rigides (exemple numérique). En annexe : méthode de résolution d'un système d'équations linéaires par approximations successives. E. 19338. CDU 690.237.22 : 518.5.

13-55. Les portiques dans l'espace. BAZANT (Zd.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 1-16, 9 fig. (résumés allemand et anglais). — Application de la méthode des déformations. Calcul des déplacements des nœuds par application du principe des travaux virtuels à la déformation produite dans le système par la dilatation d'une barre fictive de support; application au calcul numérique d'un portique composé d'un rectangle horizontal sur poteaux. E. 19584. CDU 693.9 : 518.5 (061.3).

14-55. Calcul des poutres Vierendeel à l'aide de systèmes élastiques équivalents (Vierendeel truss analysis using equivalent elastic systems). BEAUFOY (L. A.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 17-32, 10 fig., 5 réf. bibl. (résumés allemand et français). — On peut ramener toute poutre Vierendeel à un cadre fermé équivalent ayant comme base l'un des panneaux de la poutre; ce cadre est constitué par les barres réelles de membrure supérieure et de membrure inférieure du panneau sur lesquelles est raccordé, à droite et à gauche, un système équivalent et qui réunit toutes les barres réelles du côté gauche et du côté droit. Exposé du calcul. Exemple numérique d'une poutre Vierendeel à quatre panneaux. E. 19584. CDU 690.237.22 : 518.5 (061.3).

15-55. Plaques rectangulaires anisotropes reposant librement sur deux côtés opposés seulement et soumises à la flexion sous charges normales à leur plan. GEDIZLI (H. S.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 111-128, 6 fig., 25 réf. bibl. (résumés anglais et allemand). — Bibliographie relative au calcul des plaques. Recherche des formules exactes déduites de la théorie des plaques anisotropes due à Boussinesq, Saint-Venant et Huber. Intégration de l'équation aux dérivées partielles du quatrième ordre; on obtient ainsi pour les constantes d'intégration des valeurs susceptibles de servir de base à l'établissement de tables numériques. Influence d'une charge concentrée et mobile et d'une charge uniformément répartie sur toute la plaque. E. 19584. CDU 691 — 413 : 518.5 (061.3).

16-55. Théorie exacte des membranes appliquée au cas des poutres-cloisons prismatiques (Die genaue Membrantheorie der prismatischen Faltwerke). GRUBER (E.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 129-164, 16 fig., 3 réf. bibl. (résumés français et anglais). — Étude des contraintes dans les parois portantes de grande hauteur suivant la théorie exacte de l'élasticité à l'aide des fonctions de contrainte d'Airy dont on donne la solution sous forme de séries de Fourier. Conditions de convergence. Les résultats sont exacts lorsque les deux plaques d'appui sont parfaitement rigides dans leur plan axial et parfaitement flexibles normalement à ce plan. La théorie exacte ne diffère pas notablement des théories antérieurement appliquées, en ce qui concerne les contraintes et les efforts de liaison. E. 19584. CDU 690.237.22 : 690.225 : 518.5 (061.3).

17-55. Contraintes dans les pièces prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases, au voisinage de ces bases. GUYON (Y.) *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 165-226, 42 fig. (résumés allemand et anglais). — Cas du prisme indéfini, les forces appliquées ayant une répartition identique dans toute section transversale et des directions quelconques normales ou obliques; solution approchée par séries de Fourier exprimée en termes finis et développement d'une solution plus exacte dans le cas de charges normales paires, par un procédé de réitération. On en déduit des tables pour le calcul des contraintes sous l'effet d'une force unique, de position et d'obliquité quelconque. Prisme à base rectangulaire de dimensions finies pour des charges normales symétriques et solution approchée obtenue à l'aide de séries doubles; procédés de calcul numérique dans un cas particulier de charge. E. 19584. CDU 539.37 : 518.5 (061.3).

18-55. Flambage des anneaux circulaires dans un milieu élastique. HAHN (L.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 227-246, 12 fig. (résumés anglais et allemand). — Calcul de la charge critique de compression d'un anneau circulaire soumis à une pression constante et plongé dans un milieu élastique. Solution théorique et solution approchée. Tableau des charges critiques applicables à presque tous les cas pratiques et deux exemples numériques. Un troisième exemple montre le peu d'importance de l'erreur commise par l'emploi de la solution approchée. E. 19584. CDU 539.37 : 518.5 (061.3).

19-55. Moyen nouveau pour augmenter la capacité portante d'une barre chargée en bout. KARPINSKI (J.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 291-302, 10 fig., 1 réf. bibl. (résumés allemand et anglais). — Application de la théorie de l'énergie à l'étude d'une barre comprimée dont la déformation de flambement est contrariée par des appuis latéraux constitués par des traverses qui s'appuient sur des fils placés de part et d'autre de la barre et soumis à une prétraction de manière à transformer la barre en une poutre armée. La théorie montre que l'on peut ainsi tripler la charge critique. Résultats d'essais qui confirment ces prévisions théoriques. E. 19584. CDU 690.237.22 : 518.5 (061.3).

20-55. Poteaux métalliques de formes élancées, à parois minces à section en caisson (Der dünnwandige schlanke Stahlstab mit Kastenquerschnitt). STRÖSSER (F.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 375-389, 9 fig. (résumés français et anglais). — Exposé d'un procédé statique simple pour le calcul des poteaux prismatiques élancés à parois minces, de section fermée simple ou multiple. Décomposition de la charge en deux parties dont l'une ne met en jeu qu'une flexion exempte de torsion et l'autre une torsion exempte de flexion. E. 19584. CDU 690.237.22 : 518.5 (061.3).

21-55. Plaque mince dont la déformation initiale est affine de la déformation ultérieure (Initially deflected thin plate with initial deflection affine to additional deflection). NYLANDER (H.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 347-374, 19 fig., 9 réf. bibl. (résumés allemand et français). — Étude du cas d'une plaque mince comportant une déformation initiale du même ordre de grandeur que sa propre épaisseur. En comparant les équations fondamentales d'une plaque initialement plane avec celles d'une plaque initialement incurvée (Karman et Marguerre), on montre que la solution du second cas peut être obtenue à partir de celle du premier, lorsqu'on peut admettre que la déformation initiale est affine de la déformation ultérieure. E. 19584. CDU 691 — 413 : 518.5 (061.3).

22-55. Étude des ossatures planes et courbes soumises à des efforts normaux. Discussion. (Discussion of laterally loaded plane structures

and structures curved in space). MÜLLERSDORF (U.), BARRON (M.), BARON (F.), MICHALOS (J. P.); *Proc. A. S. C. E. (Struct. Div.)*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 78, sépar. n° D-51, 5 p., 17 réf. bibl. — Avantages de la méthode proposée, qui permet de calculer des ossatures complexes. Cas des arcs. Inconvénient de la méthode du fait de la multiplicité des calculs. En résumé : la complexité des calculs sera en partie fonction des nécessités en face desquelles se trouveront les calculateurs. E. 19279.

CDU 539.37 : 518.5.

23-55. Détermination des moments des extrémités encastrées de poutres chargées d'une manière quelconque, sans emploi des formules des manuels (LR 48-12). [Determination of fixed end moments in beams with irregular loading without use of formulas from handbooks (LR 48-12)]. RUDCHENKO (L.), McNELY (W. E.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 3, n° 5, p. 425-427, 4 fig. — Revenant sur l'article de J. ZALKIN, en octobre 1951, indication d'autres méthodes aussi simples et aussi précises, voire même plus simples et plus précises que celle indiquée. Exemple d'application au cas précédemment proposé. E. 19261. CDU 690.237.22 : 518.5.

24-55. Formulaire de la construction (Bautechnik-Archiv). Ed. : Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, All.; Lange, Maxwell and Springer, Londres, G. B. (1951), 1 vol., n° 6, 66 p., 57 fig., 28 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-623 au chap. III « Bibliographie ». — E. 17803. CDU 624.15 : 624.131 (02).

25-55. Cadres et ossatures (Ebene und räumliche Rahmentragwerke). KUPPERSCHMID (V.); Ed. : Springer, Vienne, Autr. (1952), 1 vol. VII + 196 p., 252 fig., 23 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-622 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19319. CDU 693.9 : 539.37 : 518.5 (02).

26-55. Application du procédé des angles de rotation au calcul des portiques à traverses courbes (Das Drehwinkelverfahren für Rahmen mit gekrümmten Riegeln). GRAMS (R.); *Beton-Stahlbau*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 30-35, 11 fig., 7 réf. bibl. — Avantages du procédé pour le calcul de portiques à plusieurs travées et à étages. Cas particuliers : arc à appuis indéformables; exemple de calcul. Arc à appuis susceptibles de translation. Portiques à traverses en forme d'arcs. Exemple : portique à trois travées dont les montants reposent sur rotules; travée centrale uniformément chargée; travée latérale supportant une charge uniformément répartie. Calcul des moments dans les trois travées. E. 19217. CDU 693.9 : 690.236 : 518.5.

27-55. Procédés d'itération et de relaxation pour le calcul d'enveloppes cylindriques travaillant symétriquement à la torsion (Einige Iterations- und Relaxationsverfahren für dreh-symmetrisch beanspruchte Zylinderschalen). CRAEMER (H.); tiré à part de *Oesterr. Ingr. Archiv*, Autr. (1951), vol. 6, n° 1, p. 35-42, 6 fig. (résumés anglais et français). — Définitions. Notations et abréviations. Principes, établissement des formules donnant les contraintes normale, axiale et tangentielle en un point quelconque. Recherche des constantes des équations différentielles au moyen de l'itération. Procédé par réflexion. Développement en série pour enveloppes cylindriques de faible longueur. Procédé graphique pour les enveloppes cylindriques de faible longueur. E. 19427. CDU 621.434 : 539.3 : 518.5.

28-55. Comparaison du calcul classique, basé sur la théorie de l'élasticité, avec le calcul basé sur la théorie de la déformation (Vergelijking van de klassieke, op de elasticiteitstheorie gebaseerde, n-methode met de nieuwe, op de vervormingstheorie gebaseerde, n-vrije methode). HUBER (E. A. F.); *Cement Beton*, Pays-Bas (mars 1952), n° 15-16, p. 264-265, 3 fig., 1 réf. bibl. (résumés français, anglais, allemand).



— D'après la théorie classique le dimensionnement de constructions en béton armé soumises à l'effort de flexion est basé sur le comportement élastique des matériaux utilisés. Nouvelle théorie basée sur la déformation. E. 19700.  
CDU 691.328 : 539.37 : 620.1.

29-55. Application de la méthode de Cross à des fermes symétriques et chargées symétriquement contenant une poutre en arc et extension aux fermes asymétriques de même type également soumises à des forces horizontales (Applicazione del metodo di Cross a telai simmetrici e simmetricamente caricati contenenti una trave ad arco e sua estensione ai telai asimmetrici dello stesso tipo soggetti anche a forze orizzontali). SPADA (I. P.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov.-déc. 1951), n° 11-12, p. 736-745, 13 fig., 2 réf. bibl. — Détermination des inconnues hyperstatiques par application de la méthode de Cross dans le cas de fermes symétriques chargées symétriquement et contenant un ou plusieurs arcs. Détermination préalable de la rigidité de l'arc. Étude des moments de déplacement. Extension de la méthode à des fermes asymétriques de même type. Exemples numériques détaillés dans les deux cas. E. 19075.  
CDU 690.248 : 518.5.

30-55. Barres rectilignes comprimées, fléchies et soumises à une torsion secondaire (Aste rettilinee pressoinflesse e soggette a torsione secondaria). POLSONI (G.); *Costr. Metall.*, Ital. (nov.-déc. 1951), n° 6, p. 3-13, 10 fig. — Exposé du problème des effets secondaires dans les barres rectilignes comprimées par une force axiale et fléchies, sous l'influence de l'instabilité de l'équilibre élastique, dans le cas où elles ont un seul axe de symétrie (ou pas d'axe de symétrie) ou même un axe de torsion, qui ne coïncide pas avec l'axe géométrique. Production d'une torsion secondaire et d'un gonflement de la section transversale donnant des effets secondaires particulièrement sensibles dans les sections ouvertes de faible épaisseur. Phénomènes défavorables pour la capacité portante de la barre et notables dans le cas de profils obtenus par estampage ou étirage. Cas particulier d'une poutre en double T à ailes inégales. Calcul pratique. E. 19028.  
CDU 539.3 : 691.71 : 690.237.22.

31-55. Instabilité des poutres faisant partie de systèmes à grande indétermination statique (Instabilità delle travi inserite in sistemi ad alta indeterminazione statica). FRANCIOSI (V.); *Ingegneria*, Ital. (jan. 1952), n° 1, p. 15-21, 4 fig., 1 réf. bibl. (résumé français). — Exposé d'une méthode de calcul rapide, par approximations successives, de la charge critique d'une poutre faisant partie d'un réseau plan quelconque, problème résolu théoriquement par TIMOSHENKO selon la méthode de Bleich. Équations des moments d'encastrement et conditions d'instabilité d'une poutre à section constante avec encastrements élastiquement flexibles. Cas d'une poutre continue solidaire de plusieurs supports. Calcul de la flexibilité élastique des encastrements. Validité du procédé quand le calcul donne une rigidité négative pour les encastrements. Exemples numériques. E. 19016.  
CDU 690.237.22 : 518.5.

32-55. Systèmes plans de tensions. Solution exacte de la plaque rectangulaire sollicitée sur son pourtour par des forces réparties d'une manière quelconque. (Dei sistemi piani di tensioni. La soluzione esatta della lastra rettangolare sollecitata sul contorno da forze comunque distribuite). DALL'AGLIO (B.); *Ingegneria*, Ital. (fév. 1952), n° 2, p. 159-161, 1 fig. — En exprimant la fonction d'Airy au moyen de séries simples de Fourier, on parvient à déterminer de façon exacte, la répartition des tensions dans un élément plan rectangulaire sollicité par des forces réparties d'une manière quelconque sur son pourtour. E. 19413.  
CDU 691 — 413 : 518.5.

33-55. Étude de la flexion plastique d'après les dernières théories et expériences (Estudio de la flexion plastica segun las ultimas teorías y experiencias). VELASCO DE PANDO (M.); *Cemento Hormigon*, Esp. (jan. 1952), n° 214, p. 17-21. — Application d'une théorie exposée précédemment et suivant laquelle le régime produit par les tensions additionnelles normales à l'axe suivant lequel agit la tension plastifiante est le même qu'en régime élastique. Relations tension-déplacement qui en résultent, d'une part dans les extrémités plastiques, d'autre part dans le noyau élastique. Conditions de coïncidence sur la ligne de séparation. Expression du moment fléchissant. E. 19057.  
CDU 539.3 : 518.5.

34-55. Détermination des poutres et portiques hyperstatiques par la méthode de fixation élastique des éléments aux nœuds (Rozwiązanie statycznie niewyznaczalnych belek i ramownic sposobem sprężystego utwierdzenia pretow w węzłach). SZCZEPANIAK (Ed.); *Inst. Badaw. Budown.*, Pol. (1947), n° 5 : sér. D n° 2, 8 p., 18 fig., 2 réf. bibl. — Formules plus générales que celles des traités similaires. Avantages pour la détermination des lignes d'influence des moments d'appui des poutres continues et le calcul des portiques à nœuds fixes. Systèmes dans lesquels les nœuds peuvent subir des rotations mais non des déplacements. Systèmes dans lesquels les nœuds peuvent subir des rotations et des déplacements. Détermination des formules et exemples d'application. E. 17437.  
CDU 690.237.22 : 518.5.

#### Caf Essais et mesures.

35-55. Technique de l'utilisation des extensomètres à fil résistant. LACASSE (J.), CÔTE (J.); *Électricité*, Fr. (fév. 1952), n° 180, p. 29-34, 17 fig., 5 réf. bibl. — Historique et technique des extensomètres à fil résistant. Montage en pont de Wheatstone permettant l'utilisation d'un extensomètre de compensation thermique. Possibilités d'utilisation des extensomètres : mesures des flexions et des tractions, mesures des couples. Précautions à prendre pour l'emploi, protection contre l'humidité, influence de l'isolement. Conclusions. E. 19304.  
CDU 620.105 : 691.

36-55. Mesure des contraintes propres dans les barres et les tubes au moyen d'extensomètres à fil résistant (Messung von Eigenspannungen in Stangen und Rohren mittels Dehnungsmessstreifen). BUHLER (H.), SCHREIBER (W.); *V. D. I.*, All. (mars 1952), vol. 94, n° 8, p. 216-218, 7 fig., 7 réf. bibl. — Inconvénients de l'extensomètre mécanique. Avantages de l'extensomètre à fil résistant et difficultés de son emploi. Procédé de mesure par pont de Wheatstone. Mesure des allongements moyens : ancien procédé. Mesure de divers allongements dont on prend la moyenne; nouveaux procédés; obtention directe de l'allongement moyen par les extensomètres à fil résistant. Contraintes propres d'un cylindre plein en acier. Comparaison des moyennes calculées et des moyennes mesurées directement. E. 19627.  
CDU 539.37 : 620.1 : 690.237.22.

37-55. Étude expérimentale d'une poutre à treillis de 10 m de portée (Experimental investigation of a 33ft. span lattice girder). MACKEY (S.), WILLIAMSON (N. W.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 303-324, 15 fig. (résumés allemand et français). — Essais de chargement d'une poutre à treillis en acier de 10 m de portée, assemblée par boulons. Chargement poussé jusqu'au flambage d'un montant. À l'aide d'extensomètres électriques on a mesuré les contraintes et déterminé la variation des moments fléchissants. Concordance avec les méthodes de calcul négligeant le frottement aux nœuds; vérification de la méthode des « Normes Britanniques »; nécessité de la révision de certains calculs de flambement

des cornières; divergences entre les moments secondaires calculés et les résultats expérimentaux, etc. E. 19584.  
CDU 690.237.22 : 693.97 : 620.1 (061.3).

#### Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES

38-55. Stabilité des grandes oscillations dans les puits piézométriques (Sopra la stabilità delle grandi oscillazioni nei pozzi piezometrici). EVANGELISTI (G.); *Energ. elettr.*, Ital. (déc. 1951), vol. 28, n° 12, p. 673-687, 13 fig., 12 réf. bibl. — Étude de la stabilité des ensembles « galerie en pression-puits piézométrique » dans les installations hydro-électriques dans les cas de grandes amplitudes de régulation. Cette étude est faite en conformité des directives de la mécanique non linéaire. Après avoir constaté que les termes non linéaires engendrent un cycle limite instable, on établit les conditions nécessaires pour que les oscillations restent à l'intérieur de ce cycle limite. Enfin on exprime les conditions trouvées pour la stabilité sous une forme nouvelle de constitution simple et d'un exemple pratique immédiat. E. 18618.  
CDU 532.5 : 627.8 : 624.19.

39-55. Étude de la mise en régime des écoulements sur les ouvrages à forte pente. Applications au problème de l'entraînement d'air. I. HALBRONN (G.); *Houille Blanche*, Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1, p. 21-40, 6 fig., 18 réf. bibl. (résumé anglais). — Étude théorique de l'écoulement à surface libre d'un fluide sur un coursier de grande longueur, compte tenu de l'effet de la viscosité; calcul des vitesses locales et des profondeurs en régime laminaire et turbulent; existence d'un point critique où la turbulence commence à faire sentir son action en surface et à partir duquel l'entraînement d'air devient possible. Vérifications expérimentales. Étude schématique du critère d'apparition de l'eau blanche en aval du point critique. E. 19576.  
CDU 532.

40-55. Calculs d'hydraulique effectués par le Syndicat de l'Embscher (Hydraulische Berechnungen im Arbeitsbereich der Embscherger-nossenschaft). CARP (H.); *Wasserwirtschaft*, All. (5 fév. 1952), n° 5, p. 163-172, 33 fig., 11 réf. bibl. — Distribution des pluies et écoulement; l'Embscher et la Lippe; bassins secondaires de ces deux cours d'eau. Calcul de la section d'écoulement : canaux fermés, canaux ouverts; nouveau cours inférieur de l'Embscher. Régularisation des cours d'eau rapides. Largeur de passage et niveau de l'eau sous les ponts. Calcul des stations de pompage. E. 19377.  
CDU 532 : 627.1.

#### Cib Géologie. Minéralogie.

41-55. La pouzzolane. CRUZELLE (R.); *Constr. mod.*, Fr. (fév. 1952), n° 2, p. 56-58, 2 fig. — Origine de la pouzzolane, composition et gisements. Propriétés de légèreté, d'isolation thermique et phonique, d'incombustibilité, de résistance mécanique. Utilisations diverses. E. 19334.  
CDU 552 : 691 : 699.86 : 699.844.

#### Cib m Étude des sols.

42-55. La mesure des pressions dans les sols. LECQY (J.); *Génie civ.*, Fr. (15 mars 1952), t. 129, n° 6, p. 105-107, 5 fig. — Conditions auxquelles doit répondre un appareil de mesure des pressions dans le sol; description d'un dispositif électrique comportant un capteur de pression à jauge de contrainte et un pont de mesure avec amplification par tubes électroniques et lecture sur un milliampèremètre ou éventuellement enregistrement au moyen d'un oscillographe. Application à la détermination de la pression d'eau dans les sols. E. 19583.  
CDU 624.131.49 : 620.15.



43-55. Détermination de la densité des couches de terrain (Die Prüfung der Lagerungsdichte eines Bodens). TROPP (W.); *Strassen-Tiefbau*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 14-15, 5 fig. — Considérations sur la densité relative, compte tenu des pores existants. Imprécision de la densité relative. Formules utilisées dans la pratique. Comparaison des résultats de la formule donnant la densité relative et de ceux de la formule pratique. Courbe des coefficients de porosité. Définition des divers symboles utilisés dans les formules. Coefficient de diminution de la porosité après compactage du sol. E. 19156.

CDU 624.131.3 : 532.6 : 620.1.

44-55. Modules d'élasticité du sol (Moduly podatnosci gruntu). SUWALSKI (L.); *Inst. Badaw. Budown.*, Pol. (1947), n° 7 : sér. B n° 1,

4 p., 6 fig. — Considérations sur le coefficient C de la formule de Winkler. Formule pratique donnant les modules verticaux et horizontaux. Ils permettent de déduire la réaction du sol sur les fondations pour un système complexe de forces. Solution mathématique de ce problème. E. 17438. CDU 624.131 : 518.5.

45-55. Module de réaction « K » du sol et son utilisation (Spolczynnik reakcji podłoża « K » i jego zastosowanie). STECKIEWICZ (C.), PIOTROWSKI (St.); *Inst. Badaw. Budown.*, Pol. (1947), n° 11, sér. B n° 2, 10 p., 27 fig., 6 réf. bibl. — Le coefficient « K » de Westergaard est utile dans les calculs de pistes d'envol. Détermination expérimentale de ce coefficient en chargeant une dalle établie sur le sol au moyen de vérins hydrauliques et en mesurant les enfoncements. Résultats de ces recherches

consignés dans des tableaux et abaques. E. 17440. CDU 629.139.1 : 624.131.3 : 620.1.

46-55. Vérification de la méthode de détermination de la granulométrie des sols d'après Rutkowski (Sprawdzenie metody oznaczania składu granulometrycznego gruntów wg Rutkowskiego). PIAKOWSKI (A.); *Biul. Inst. Tech. Budowl.*, Pol. (mai 1951), n° 5-A, p. 25-A-26-A, 3 fig. — Importance des méthodes simples dans les essais sur le terrain telle celle de Rutkowski qui consiste à évaluer le pourcentage de la marne en considérant la quantité précipitée par coagulation à partir d'une suspension de sol convenablement préparé. La méthode permet d'évaluer, outre le pourcentage de la marne, le pourcentage du sable (0,05, 1 mm) et celui en éléments fins. E. 17461.

CDU 624.131.3 : 620.1.

## D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

47-55. Manuel du bâtiment. Fondations. Liants. Moellons. Éd. : Bibliothèque Française, Paris (1952), 1 vol., 367 p., 401 fig. — Voir analyse détaillée B-612 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19586.

CDU 690 : 624.15 : 693.1 (02).

48-55. Dictionnaire technique illustré. Chap. V : Matériaux. REED (H. A.), GEDYE (N. C.); Éd. : Association internationale permanente des Congrès de Navigation, Bruxelles, Belg. (1951), 1 vol., 204 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-615 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19648.

CDU 690 (03).

### Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

#### Dab j Matériaux métalliques.

49-55. Note sur l'influence de l'écroutissage sur la résistance des barres en acier. MARNEFFE (A. de); Tiré à part de la *Rev. Univers. Mines*, Belg. (1<sup>er</sup> mars 1927), 7<sup>e</sup> sér., t. 13, n° 5, p. 219-223, 4 fig. — Commentaire de résultats d'essais de traction sur des barres perforées en aciers de diverses qualités. Comparaison des résistances dans le cas de trous forés, de trous poinçonnés et de trous alésés après poinçonnage. E. 19402.

CDU 691.71 : 539.373.

50-55. Essais de traction sur éprouvette entaillée (Notched tensile tests). *Engineer*, G.-B. (29 fév. 1952), vol. 193, n° 5014, p. 310-311, 4 fig., 2 réf. bibl. — Résultats des essais effectués sur des éprouvettes rondes et parallélépipédiques entaillées en divers alliages d'acier et soumises à des chocs et à des efforts de traction, dans différentes conditions de températures et après divers traitements thermiques. Les essais ont notamment été effectués à 20 et -70° C. E. 19443. CDU 691.71 : 620.171.

51-55. L'aluminium et les alliages d'aluminium dans la construction. I (Aluminium and aluminium alloys in building. I). *Build. Res. Stat. Digest*, G.-B. (fév. 1952), n° 39, 7 p., 2 fig. — Différents types d'aluminium et d'alliages utilisés en construction. Propriétés. Choix d'un alliage suivant l'utilisation désirée. Produits en feuilles, produits moulés. Corrosion de l'aluminium et de ses alliages. Protection des pièces en alliage d'aluminium et en aluminium. Normes britanniques. E. 19315.

CDU 691.77 : 693.97.

#### Dab lam Asphaltes et bitumes.

52-55. Manuel des ouvrages à base de bitume (Bituminous construction handbook). Éd. : Barber-Greene Company, Aurora, Illinois,

U. S. A. (1951), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol., XII + 281 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-618 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19598.

CDU 693.625 : 625.85 : 691.161 (02).

#### Dab le Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

53-55. Essais de détermination de la plasticité du mortier de chaux (Versuche zum Geschmeidigkeitsnachweis für Baukalk). PIEPENBURG (W.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 33-43, 14 fig., 11 réf. bibl. — Considérations fondamentales sur la plasticité des mélanges de mortiers. Appareils d'essais pour la détermination de la plasticité; résultats des essais suivant les méthodes utilisées: essais à la table d'écoulement, à l'appareil de Braunschweig; essais de résistance à la déformation. Application des résultats des essais. E. 19382.

CDU 691.53 : 620.1.

54-55. Essais effectués sur des agglomérés à base de laitiers de haut fourneau (Versuche über die Herstellung von Hüttensteinen). KRÜGER; *Betonst. Ztg.*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 45-50, 15 fig. (résumés français et anglais). — Possibilité d'économiser le ciment. Influence du dosage du laitier et du sable du Rhin et de la finesse sur la résistance. Possibilité d'exécuter sans ciment, mais sous des pressions élevées, des agglomérés résistants. Fabrication d'agglomérés légers. E. 19258.

CDU 691.318.82 : 691.322.55.

#### Dab le r Sous produits industriels.

55-55. Expériences sur les laitiers synthétiques de laboratoire. SANTARELLI (L.), GOGGI (G.); *Silicates industr.*, Belg. (fév. 1952), t. 17, n° 2, p. 52-55, 8 fig., 1 réf. bibl. — Étude du pouvoir hydraulique des laitiers synthétiques en fonction du module hydraulique, de la teneur en verre et en alumine, et influence de l'addition de spath fluor comme fondant. Influence marquée du verre sur l'hydraulicité des laitiers et de l'alumine avec addition de fondants. Aperçu des expériences à entreprendre pour compléter cette étude. E. 19369. CDU 691.322.55.

#### Dab lel s Agglomérés.

56-55. Usine de fabrication d'agglomérés de mâchefer (Manufacture of clinker blocks). *Concr. Build. Concr. Prod.*, G.-B. (mars 1952), vol. 27, n° 3, p. 49-51, 7 fig. — La production de cette usine dépasse 1 500 t d'agglomérés par semaine; on y utilise des mâchefers de

centrales électriques. Son équipement comprend des machines à mouler avec silo d'alimentation et mélangeur à rouleau du ciment et du mâchefer. Dispositif de manutention du ciment en vrac. E. 19472. CDU 691.318-82 : 725.4.

#### Dab lem r Briques. Tuiles. Poteries.

57-55. Influence de la forme des vides des briques creuses sur leur pouvoir isolant (Der Einfluss der Formgebung auf den Wärmeschutz von Gitterziegeln). CAMMERER (J. S.); *Ziegel-industrie*, All. (août 1951), n° 15, p. 484-486, 9 fig. — Exposé de la méthode employée pour rechercher le pouvoir isolant des briques creuses et résultats obtenus avec divers types de briques à trous carrés en lignes droites, en nids d'abeilles (trous en hexagone), à trous carrés en lignes obliques à 45°, à trous en losange, dont les cloisons sont inclinées, soit à 60°, soit à 77,5°, sur la direction du flux thermique. E. 19409. Traduction I. T. 318, 8 p.

CDU 691.421 — 478 : 699.8.

#### Dab m Bois et matériaux à base de bois.

58-55. Manuel du forestier, pour les candidats aux Eaux et Forêts et les petits propriétaires de bois (Forsthandbuch für Forstdienstsanwärter und Kleinwaldbesitzer). KAISER (E. F.); *Fürth*, All., 1 vol., 76 p., 36 fig. — Voir analyse détaillée B-627 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19276.

CDU 691.11 : 634.9 (02).

59-55. Compte rendu des recherches effectuées à l'Institut national du Bois. Année 1950. CAMPREDON (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1952), n° 238 (Matériaux, n° 7), 16 p., 9 fig. (résumé anglais). — Essais de clouage et de clouabilité de clous traditionnels et de broches; essais d'arrachement de vis. Essais mécaniques sur bois massifs et panneaux divers et comportement de ceux-ci à l'humidité. Recherches relatives à l'utilisation des aciers spéciaux dans le travail des bois collés et des contreplaqués. Essais sur la perméabilité des vernis à bois. Essais sur les assemblages en hêtre collés et soumis à des cycles alternés d'humidité et de séchage. Recherches concernant les temps et conditions optima de trempage des placages dans des solutions ignifugeantes. Recherches concernant les essais d'homologation et de réception des portes planes. Difficultés suscitées par les clauses des cahiers des charges, relatives à l'origine des bois sans que les caractéristiques technologiques à exiger soient précisées. E. 19494. CDU 674.04 : 694.1.



60-55. Mesure du degré d'humidité des bois. *Inst. nation. Bois*, Fr. (oct. 1951), n° 4, 7 p., 2 fig. — Avantages et inconvénients respectifs des méthodes de détermination du degré d'humidité des bois par pesées et par appareils électriques. Description et processus de ces méthodes : appareils basés sur la résistance électrique des bois; appareils basés sur la résistance diélectrique des bois. Précision des mesures, précautions à prendre, liste de fabricants. E. 19137. CDU 691.11 : 697.942 : 620.1.

61-55. Le taret et les animaux marins destructeurs du bois. ALLIOT (H.); *Rev. Bois*, Fr. (fév. 1952), vol. 7, n° 2, p. 3-8, 20 fig. — Étude des animaux marins s'insérant dans le bois et causant des dommages par leurs galeries. Parmi les mollusques, certains pholades s'attaquent aux bois (les *Martesia* et les *Hiata*), ainsi que le *Xylophaga*, et les différentes espèces de tarets; processus de l'évolution et conditions de vie de ces mollusques dans les bois immergés dans l'eau salée. Parmi les crustacés la limnoria et le chelura s'attaquent aux bois, le second occupe les galeries creusées par la première. Techniques de protection : mécanique, chimique. E. 19128. CDU 691.11 : 620.193.86.

62-55. Sur la préservation des bois (Wood preserving). *Wood Preserving News*, U. S. A. (déc. 1951), p. 145-157, 16 fig. — La revue traite successivement des sujets suivants : ponts de courtes longueurs en bois créosotés; pavillons d'exposition construits sur poteaux en bois créosotés; bâtiments d'entrée en bois ignifugé à Monticello; poteaux créosotés sous pression; ponts pour sentiers de mulets, en bois traité sous pression. Description rapide et commentaires indiquant l'efficacité des traitements de protection appliqués aux bois. E. 19268. CDU 691.11 : 620.197 : 699.81.

63-55. Séchoirs à bois à température et humidité élevées. MATHIEU (H.); *Bois, Scieries*, Fr. (13 mars 1952), n° 11, p. 259-260, 5 fig. — Résultats obtenus avec les séchoirs « Unic », système Zech. Description de l'appareil et mode d'emploi. E. 19580. CDU 691.11 : 620.197.

64-55. Utilisation des déchets de bois. *Inst. nation. Bois*, Fr. (fév. 1952), n° 9, 16 p. — Exposé de la situation actuelle de l'utilisation des déchets de bois. Énumération des utilisations actuelles des déchets. Possibilités de développement des emplois anciens et débouchés nouveaux : combustible, panneaux agglomérés, objets moulés, isolation, fabrication de divers produits chimiques, pâte à papier. Bibliographie sommaire française et étrangère. Liste de fabricants de foyers et chaudières à déchets de bois, de machines à briquettes, de fabriquants de farine de bois. E. 19642. CDU 691.116 : 691.41 : 691.3.

#### Dab mo Matières plastiques.

65-55. Les silicones. DERIBERE (M.), BUCAR (M.); Ed. : ELPI, 16, rue Lambert Crickx, Bruxelles, Belg. (1949), 81 p., 70 fig. (Extrait de : « Chim. Peint. », 1948-1949). — Généralités sur les matériaux plastiques et synthétiques nouveaux désignés sous le nom générique de silicones et nés de la chimie du silicium et de celle du caoutchouc synthétique; détail des formules, de la préparation, des propriétés générales. Revue des divers produits et de leur utilisation : graisses de silicones et compounds isolants, fluides et huiles de silicones, caoutchoucs de silicone, bouncing-putty ou caoutchouc rebondissant, résines et vernis à base de silicones, résines de silicones pour peintures. Bibliographie. E. 19171. CDU 678.7.

#### Dab n Matériaux spéciaux. Isolants. Réfractaires.

66-55. Détermination de l'épaisseur la plus économique d'un calorifuge. BOEHM (J.); *Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.*, Suisse (1951), n° 4.

p. 100-104, 4 fig., 10 réf. bibl. — Équation de l'épaisseur économique du mur. Nomogramme. Exemple. Équation de l'épaisseur économique du tube. E. 19191. CDU 691 : 699.86.

#### Dac PEINTURES, PIGMENTS, VERNIS, PRODUITS ANNEXES

67-55. Notions fondamentales sur les vernis et peintures. KIENZ (L.); Ed. : Gauthier-Villars, Paris (1952), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol., XIX + 234 p., 29 fig., 4 pl. h. t. — Voir analyse détaillée B-609 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19601. CDU 691.57 : 667.6 (02).

68-55. Peinture (Painting). *Brit. Stand. Code Pract.*, G.-B. (1952), n° CP 231, 166 p., 5 fig. — Ce fascicule groupe les dix codes relatifs aux différents matériaux utilisés en construction. Peinture des bois, des panneaux, feuilles et dalles, de l'acier et du fer, des métaux non ferreux, du plâtre, béton, brique et pierre, des plâtres, des bétons au ciment Portland, des revêtements divers, des murs et cloisons en briques, de la maçonnerie de pierre. E. 19345. CDU 691.57 : 698.1 : 690.2.

69-55. Quelques appareils de laboratoire. BRAIVE (Ch.); *Chim. Peint.*, Belg. (fév. 1952), n° 2, p. 84-89, 8 fig. — Description d'appareils pour essais de peinture : jauge d'épaisseur pour film frais, appareil enregistreur automatique du temps de séchage, mandrins cylindriques pour essais de flexibilité et d'allongement, essai de perméabilité à l'eau par la bille de hêtre, anneaux d'aluminium pour essais de perméabilité à la vapeur d'eau. E. 19306. CDU 691.57 : 620.1.

70-55. Mesure de la finesse des peintures, émaux et encres d'imprimerie, au moyen de la jauge de finesse. ARNOLD (W. J.); *Chim. Peint.*, Belg. (fév. 1952), n° 2, p. 99-101, 8 fig., 9 réf. bibl. — Description de la jauge de finesse, système Hegman. Mode d'emploi, conduite des essais et applications. E. 19306. CDU 691.57 : 620.1.

#### Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

##### Daf 1 Corrosion.

71-55. Précis de corrosion. Une introduction à l'étude des réactions entre corps métalliques et non métalliques. EVANS (U. R.); Ed. : Dunod, Paris (1952), 1 vol., XXII + 256 p., 86 fig., 165 réf. bibl. (Traduit de l'anglais par : G. DECHAUX). — Voir analyse détaillée B-601 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19420. CDU 620.19 : 699.8 (02).

#### Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

##### Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage.

72-55. Note sur les méthodes et procédés d'injection en liaison avec les ouvrages de génie civil. II. MALLET (Ch.); *Monde souterr.* Fr. (oct.-déc. 1951), n° 67-68, p. 621-624, 4 fig. — Description des matériels utilisés pour le sondage et l'injection, produits et mélanges injectés. Quelques exemples de réalisations : galeries souterraines, fondations, étanchements. E. 19453. CDU 624.138 : 699.82.

73-55. Des injections de limon mettent fin aux fuites par infiltration d'un canal d'alimentation en eau du Nebraska (Silt injection checks seepage losses from watersupply canal in Nebraska). JOHNSON (G. E.); *Engng*

*News-Rec.*, U. S. A. (7 fév. 1952), vol. 148, n° 6, p. 32-34, 37, 6 fig. — L'ensemble des ouvrages comprend 115 km de canaux et 26 barrages en terre. Les fuites atteignaient 30 850 000 m³ par an, soit 21 % de l'eau qui passait dans le canal. Pour y remédier, on a pratiqué des forages le long du canal, à 15,2 m d'intervalle et on y a injecté un limon formé à poids égal d'eau et de « loess ». Description du matériel utilisé. Prix de revient. E. 19263. CDU 624.138 : 690.592 : 627-8 : 691.41.

74-55. Drainage du sous-sol des routes à grand trafic (Highway subdrainage). BARBER (E. S.), SAWYER (C. L.); *Publ. Roads*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 26, n° 12, p. 251-268, 38 fig., 13 réf. bibl. — Méthodes d'essais et résultats concernant la perméabilité et la possibilité de drainage du sol; leur application au drainage du sous-sol des routes à grand trafic. Importance des spécifications relatives aux matériaux et aux procédés utilisés. Formules établies d'après les résultats d'essais. E. 19425. CDU 631.6 : 625.731.

#### Deb ji Fondations.

75-55. Palplanches métalliques Rombas. Ed. : Cie Davum, Paris, 1 vol., 204 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-613 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19585. CDU 624.15 : 691.7 (02).

76-55. Détermination pratique de la charge admissible sur les semelles de fondation. Résistance en pointe et profondeur critique des pieux. COUARD (A.); *Génie civ.*, Fr. (1<sup>er</sup> jan. 1952), t. 129, n° 1, p. 11-13, 1 fig. — Exposé de considérations sur les méthodes employées pour la détermination des charges admissibles sur les fondations. Investigations quantitatives sur les caractéristiques des couches de terrain par mesures au laboratoire ou mesures *in situ*. Formules et courbes relatives à la résistance en pointe d'un pieu d'essai. Détermination de la profondeur critique. Discussion sur la détermination de la charge admissible, en fonction de la limite élastique ou du tassement probable. E. 18624. CDU 624.15 : 690.592.

77-55. Expériences sur des pieux en acier servant de fondations au quai « A » de l'installation pour céréales du port III de Brème. I (Erfahrungen mit Stahlrammpfählen bei der Gründung des Pier « A » der Getreideanlage am Hafen III in Bremen. I). SCHENCK (W.); *Bautechnik*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 36-42, 16 fig., 4 réf. bibl. — Données générales sur les constructions fondées sur pieux. Battages d'essais des pieux; description du matériel utilisé pour le battage; mesure de l'enfoncement des pieux après un certain nombre de coups de mouton; profils différents des pieux d'essais; résultats des essais de battage. Essais de chargement; dispositifs des essais; détermination des tassements. Vérification des données fournies par les manomètres au moyen de la mesure directe du raccourcissement des pieux en charge d'après la loi de Hooke. Agencement des appareils de mesure pendant les essais. E. 19161. CDU 624.154 : 620.1.

78-55. L'emploi du dégel et d'explosifs permet de préparer les fondations d'une centrale en Alaska dans un terrain gelé en permanence (Thaw-blast method prepares permafrost foundation for Alaska power plant). WATERHOUSE (R. W.), SILLS (A. N.); *Civ. Engng*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 22, n° 2, p. 28-31, 7 fig. — La méthode consiste à dégeler d'abord le sol à l'aide de vapeur d'eau sous une pression de 4,2 kg/cm². On enfonce ensuite des charges de dynamite dans le sol dégelé à une profondeur de 6,7 m. L'explosion de ces charges forme des cavités qui peuvent atteindre un diamètre moyen de 1 m à 1,2 m. Résultats obtenus grâce à cette méthode. E. 19445. CDU 624.15 : 690.592 : 662.2.



79-55. Les pieux de fondations et les sondages au cône. Vérifications expérimentales. COUARD (A.); *Génie civ.*, Fr. (15 mars 1952), t. 129, n° 6, p. 111-112, 4 fig., 6 réf. bibl. — Les résultats d'essais sur un pieu enfoncé ou moulé dans le sable de Fontainebleau et exécutés aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, confirment les formules et les courbes publiées antérieurement. E. 19583.

CDU 624.154 : 620.1.

80-55. La méthode « Dri-Por » de réparation des pieux en béton (« Dri-Por » method of repairing concrete piles). *Engineering*, G.-B. (22 fév. 1952), vol. 173, n° 4491, p. 237, 5 fig. — La partie défectueuse est enfermée dans un petit caisson et asséchée par pompage. Puis une fois le béton dégagé des parties désagrégées et l'armature éventuellement réparée, on coule un béton de haute qualité, avec armature en grillage métallique autour du pieu, dans des coffrages en acier galvanisé qui restent en place après la réparation. Détail des opérations. E. 19380.

CDU 624.154 : 693.54 : 690.593.

81-55. La technique des pieux dans les travaux publics (Piling in Civil engineering). SALTER (R. J.); *Muck Shifter*, G.-B. (mars 1952), vol. 10, n° 3, p. 87-95, 12 fig. — Différentes sortes de pieux : pieux et palplanches en acier, pieux préfabriqués en béton, pieux en béton coulés sur place, pieux en bois. Différentes méthodes de battage des pieux. Coffrages, formes et guides utilisés pour le battage des pieux. Pieux à ancrage par caisson. E. 19473.

CDU 624.154.

Deb le

Mortiers.

82-55. Influence de l'addition de ciment dans les mortiers de chaux aérée (Influenza dell'aggiunta di cemento nelle malte di calce aerea). D'ELIA (P.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov.-déc. 1951), n° 11-12, p. 767-779, 15 fig., 13 réf. bibl. — Nécessité d'effectuer des essais sur les mortiers de chaux aérée mélangée de ciment, d'usage encore restreint. Exposé des résultats obtenus en étudiant trois types différents de mortiers, avec addition du ciment suivant diverses proportions : résistance à la traction et à la compression, essais de prise. Influence favorable de la présence de ciment qui améliore la résistance mécanique et rend la prise plus rapide. E. 19075.

CDU 691.53 : 691.51 : 691.7.

Deb li

Bétons.

83-55. Contrôle sur place de la qualité du béton (Site control of concrete quality). a-COURT (C. L.); *J. Instn munic. Engrs*, G.-B. (4 mars 1952), n° 9, p. 580-584, 3 fig. — But : recherche de caractéristiques plus avantageuses pour le béton. Éléments à vérifier sur place : 1° Matériaux bruts : eau, ciment, agrégats, contrôle du ciment et des agrégats. 2° Étude du malaxage : types et dimensions des bétonnières. 3° Mise en œuvre. 4° Séchage : moyens qui y contribuent; conditions de température et d'humidité. Essais et résultats. Valeur du contrôle. E. 19526.

CDU 691.328 : 620.1.

84-55. Études effectuées aux États-Unis sur la technologie du béton (Betontechnologische studier i U. S. A.). NERENST (P.); *Stat. Byggeforskningsinst.*, Danm. (1952), Stat. Byggeforskningsinst., Danm. (1952), n° 7, 88 p., 36 fig. (résumé anglais). — (Compte rendu d'un voyage d'études effectué aux États-Unis sous les auspices du programme d'Assistance technique de l'ECA : 14 nov. 1950-15 fév. 1951). Étude des procédés d'essais sur la qualité des bétons. Essais non destructifs par la méthode de résonance, la méthode de la vitesse de propagation des ondes. Organisation des études, problèmes en cours. Normes et procédés d'essais de l'A. S. T. M. Utilité d'appliquer au Danemark, où la main-d'œuvre est excellente, les méthodes mises au point aux États-Unis en raison de la dégradation rapide des construc-

tions danoises par suite des mauvais matériaux employés. Bibliographie. E. 19572.

CDU 691.328.2 : 620.1.

85-55. Isolation phonique et résistance à la compression du béton banché à base d'agrégats naturels (Die Wärmedämmfähigkeit und Druckfestigkeit von Schüttbeton aus Naturstein-Zuschlagstoffen). GRAF (O.), WALZ (K.); *Bauwirtschaft*, All. (17 oct. 1951), n° 41, p. 11-14, 11 fig., 4 réf. bibl. — La résistance à la compression et le poids brut du béton diminuent quand on utilise des agrégats de granulométrie plus fine. La conductibilité calorifique diminue avec la grosseur de grains. On peut établir les parois des maisons d'habitation avec des bétons à agrégats inférieurs à 18 mm. E. 17796.

CDU 691.328 : 690.22.

86-55. Études des bétons (The design of concrete mixes). McINTOSH (J. D.); *J. Instn munic. Engrs*, G.-B. (4 mars 1952), vol. 78, n° 9, p. 565-580, 13 fig., 9 réf. bibl. — Caractéristiques du béton. Béton durci. Béton plastique. Étude du mélange des constituants du béton. Détermination des proportions des constituants dans les mélanges; rapport agrégats-ciment. Résistance du béton à la compression en fonction du dosage du mélange. Essai en vraie grandeur des mélanges. Remarques finales. E. 19526.

CDU 691.328 : 620.1.

87-55. Déformations du béton armé (Deformations of reinforced concrete). JOHNSON (A. I.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 253-290, 20 fig., 8 réf. bibl. (résumés français et allemand). — Étude des déformations en tenant compte de la quantité d'armatures et de l'effet du béton tendu avant et après la fissuration. Les déformations sont exprimées par une relation entre les déformations calculées suivant la théorie classique, sans tenir compte du béton, et l'influence de l'effet de la résistance du béton à la traction entre les fissures. Des équations en sont tirées, permettant d'évaluer les contraintes, la position de la fibre neutre, l'allongement des armatures, la rigidité de flexion. Étude du béton sous charges de longue durée et de l'influence de la section d'armature sur la flèche et la répartition des moments. E. 19584.

CDU 691.328.2 : 539.37 (061.3).

88-55. Essais non destructifs du béton (The non-destructive testing of concrete). JONES (R.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (jan. 1951), n° 5, p. 315-328, 5 fig., 5 réf. bibl. — Mémoire présenté à une réunion de l'Association du Béton armé, à Londres, et relatif à la recherche du rapport entre la qualité d'un béton et la vitesse d'une onde longitudinale provoquée par action dynamique. Application de la méthode au laboratoire; application de la méthode au chantier. Détermination du coefficient de Poisson. Discussion ayant suivi l'exposé. E. 19688. Trad. I. T. 322, 15 p.

CDU 691.328 : 539.37 : 620.1.

89-55. De l'utilisation de la vitesse du son dans le béton pour la détermination de ses autres propriétés (Om anvendelse af lyd hastighed i beton til bestemmelse af dens øvrige egenskaber). ANDERSEN (J.), NERENST (P.); *Beton Jernbeton*, Danm. (sep. 1950), n° 2, p. 59-86, 20 fig., 17 réf. bibl. (résumé anglais). — Rappel de la méthode dynamique de détermination de la vitesse du son dans les corps solides; recherches exécutées qui permettent d'évaluer le coefficient d'élasticité du béton et de chercher la relation entre la vitesse du son et les autres propriétés du béton : méthode de durcissement, résistance à la compression, résistance à la flexion. En appendice : principes théoriques de la méthode dynamique, calcul de la vitesse du son, variation de la vitesse du son avec le temps. E. 19410. Traduction I. T. 319, 33 p.

CDU 691.328 : 539.37 : 620.1.

90-55. Le joint perforé dans les ouvrages en béton massif. Fissuration sous retrait. LEFEBVRE (A.); *Travaux*, Fr. (mars 1952), n° 209,

p. 115-120, 5 fig. — Étude des procédés de réalisation des joints de retrait dans la construction des ouvrages en béton massif par levées horizontales. Procédé de réalisation des joints par sciage ou perforation. Avantages du joint perforé. Théorie de la fissuration. Essais de perforation. Essais de fissuration du joint perforé. Conclusions. E. 19416.

CDU 693.510.688.5.

91-55. Relation entre le retrait et le durcissement des éléments en béton pour maçonnerie (Correlation of shrinkage and curing in concrete masonry units). EASTERLY (H. W. Jr.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 23, n° 5, p. 393-402, 4 fig., 27 réf. bibl. — Comparaison entre le retrait obtenu sur des éléments de béton durcis à la vapeur à haute pression (188° C.) et sur des éléments durcis à la vapeur à 77° C. Les éléments avaient été fabriqués suivant les spécifications britanniques. Les éléments durcis à la vapeur à haute pression présentaient environ deux fois moins de retrait que ceux qui avaient été durcis à haute température. Revue de la documentation concernant le durcissement à haute pression. Application de la méthode britannique pour la mesure du retrait au séchage. E. 19261.

CDU 691.328 : 539.37.

92-55. Stabilité d'une construction réalisée avec un matériau de résistance variable (Structuursterkte bij ongelijkmatige materiaalsoort). BOSSCHART (R. A. J.); *Cement beton*, Pays-Bas (mars 1952), n° 15-16, p. 284-288, 7 fig., 3 réf. bibl. — La rupture du béton se fait-elle en premier lieu là où la tension est la plus élevée ou au point où la résistance à la compression est la plus faible? E. 19700.

CDU 691.328 : 539.37.

93-55. Pourquoi le béton est-il souvent de mauvaise qualité dans les petits chantiers? (Why small jobs frequently get poor concrete). BRUST (A. W.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 23, n° 5, p. 417-424, 1 fig. — Enquête sur les matériaux, les méthodes de dosage, de mélange et de mise en œuvre des mélanges préparés d'avance, utilisés sur les chantiers de construction d'habitations ou de petits bâtiments industriels. Le manque de contrôle systématique des matériaux et des conditions de mélange, le manque de surveillance sur le chantier et de prélèvements pour essais, entraînent d'importantes variations de qualité du béton. E. 19261.

CDU 691.328.

94-55. Les huiles de décoffrage. LEVY (J.-P.); *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 7-11, 8 fig. — Nécessité d'utiliser un lubrifiant pour le décoffrage du béton dans le cas de coffrages en bois et de coffrages en métal. Étude des influences externes de contact : réactions chimiques entre lubrifiant et béton, entre lubrifiant et coffrage, entre béton et coffrage, absorption du lubrifiant par le coffrage ou le béton. Conditions à réaliser. Mode d'application de l'huile. E. 19640.

CDU 691.32 : 690.575.

95-55. La pression du béton frais sur les coffrages (Betongs sidetrykk mot forskalling). SCHJØDT (R.); *Norges Tek. Naturvitenskapelige Forskningsrad Byggetek. Uvalg*, Norvège (1951) Saertrykk n° 1, 5 p., 5 fig., 8 réf. bibl. (résumé anglais). — Les formules connues donnent des valeurs très élevées pour la pression du béton frais. L'expérience a montré que ces valeurs sont nettement exagérées. Proposition d'une formule nouvelle qui permet d'obtenir des valeurs plus faibles, dont l'exactitude a pu être vérifiée expérimentalement. E. 19273.

CDU 691.32 : 690.575 : 518.5.

96-55. Les coffrages (Forskaling). SCHJØDT (R.); *Norges Tek. Naturvitenskapelige Forskningsrad Byggetek. Uvalg*, Norvège (1951), Anvisning, n° 2, 40 p., 28 fig., 11 réf. bibl. (résumé anglais). — En raison du prix élevé du bois, les Norvégiens ont été conduits à reconsidérer la question des coffrages et ont établi une méthode de calcul des coffrages



permettant d'économiser 30 % sur la quantité de bois déterminée par les formules usuelles. Résultats obtenus. E. 19272.

CDU 691.32 : 690.575.

97-55. L'emploi de vérins automatiques permet de réduire les délais de construction des ouvrages édifiés à l'aide de coffrages glissants (Automatic jacks speed sliding-form construction). STOUT (D. F.), WILDE (R. E.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1952), vol. 23, n° 5, p. 381-392, 17 fig. — Pour la construction de grands élévateurs à grains, utilisation de coffrages glissants dont le réglage en position était effectué au moyen de vérins électriques automatiques. C'est ainsi qu'a été édifiée, en 206 heures, une construction qui exigeait 2 292 m<sup>3</sup> de béton. Procédé de construction. Béton. Armature. Coffrages. Vérins. Finition. E. 19261.

CDU 691.32 : 690.575.

98-55. Le durcissement, problème de thermodynamique (El curado problema de la termodinamica). MANSFIELD (G. A.); *Hormigon Elastico*, Argent. (nov. 1951), n° 11, p. 21-29, 6 fig. — Fragilité de certains bétons préparés à haute température par suite du déficit d'humidité du ciment Portland. Propriétés thermodynamiques de l'air saturé sec en fonction de la température : demande croissante de vapeur, croissance de la pression de saturation, différence d'humidité entre l'atmosphère de l'étuve et la structure traitée. Quantité minimum d'eau nécessaire pour produire l'hydratation du ciment. Carbonatation du béton par l'acide carbonique de l'atmosphère de l'étuve. Réalisation d'une méthode à base de vapeur vive : choix de la chaudière et des tubes de distribution de la vapeur. Séquence des opérations dans un cycle type de préparation. Méthode de dessiccation. Diverses périodes du cycle et leur importance : période préparatoire, période de vaporisation, période d'imprégnation. Résultats d'une série d'essais comparatifs. Nécessité d'une correction des spécifications actuelles en ce qui concerne l'absorption et le pourcentage d'humidité. E. 18915.

CDU 691.328 : 697.138.

99-55. Expériences sur la vibration du béton frais (Experiments on the vibration of freshly placed concrete). KIRKHAM (R. H. H.), WHIRFIN (A. C.); *Engineer*, C.-B. (15 fév. 1952), vol. 193, n° 5012, p. 240-243, 7 fig., 4 réf. bibl. — Description d'une machine conçue par le Laboratoire de recherches pour la route et destinée à déterminer les effets des différentes variables d'un système de vibration; amplitude, fréquence, accélération, etc. Résultats obtenus avec cette machine du point de vue compactage, résistance et fini des surfaces. E. 19290.

CDU 693.556.4 : 625.84.

100-55. Compactage des dalles de béton par vibration (Die Verdichtung von Betonplatten mittels Vibration). HEIMBUCHER; *Strassen-Tiefbau*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 19-20, 1 fig. — Influence de la vibration sur le béton, déterminée à l'aide d'une nouvelle machine d'essais. Fréquence des vibrations, leur amplitude, leur direction, etc. Étendue des fréquences et des amplitudes applicables aux dalles de béton. Production des vibrations; description du mécanisme qui les fait naître. Caractéristiques des dalles soumises aux essais. Ces essais n'en sont qu'à leur premier stade. Intérêt de leur application à la construction des routes en Allemagne. E. 19156.

CDU 693.556.4.

101-55. Quelques précisions nouvelles sur l'emploi du chlorure de calcium en bétonnage (fin). THUILLEAUX (M.); *Rev. Matér. Constr.*, Ed. C, Fr. (fév. 1952), n° 437, p. 54-60, 8 fig., 5 réf. bibl. — Résumé des résultats acquis dans l'emploi du chlorure de calcium. Applications pratiques et dispositions administratives relatives à ces applications. Résultats d'essais de laboratoires officiels sur quelques exemples d'emploi. E. 19373.

CDU 693.552.7 : 620.1.

102-55. Essais d'addition de chlorure de calcium au béton (Niekłóre doświadczenia z chlorkiem wapnia jako dodatkem do betonu). BUKOWSKI (B.); *Inst. Badaw. Budown.*, Pol. (1948), n° 30 : sér. C n° 13, 8 p., 15 fig., 6 réf. bibl. — Expériences sur ciments commerciaux polonais. Résistance étudiée sur cylindres de 8 cm de diamètre. 1° Influence du Ca Cl<sub>2</sub> sur le durcissement du béton : tous les ciments Portland réagissent en moyenne de la même façon. La résistance est accrue dans les premiers jours seulement, puis cette action s'annule. 2° Dosage du Ca Cl<sub>2</sub> dans les bétons. 3° Mode de mélange, il peut être additionné sec au ciment. 4° Calcul de la résistance du béton à 28 jours et résistance initiale. 5° Influence de l'humidité du milieu sur la résistance. E. 17442.

CDU 693.552.7 : 691.161.

103-55. Béton de bois, béton mousse et béton aéré (Holz-Schaum-und Gasbeton). KAISER (E.); *Fürth, All.* (1949), 1 vol., vii + 39 p., 8 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-628 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19275.

CDU 691.328 : 693.552.7 (02).

104-55. Argile comprimée pour la construction de bâtiments (Pressed clay for building construction). GLENN (H. E.); *Clemson Agric. College South Carolina* (Engng. Exper. Stn), U. S. A. (oct. 1951), n° 5, 21 p., 25 fig. — Description de l'appareil utilisé pour déterminer en laboratoire, la résistance à la compression de l'argile comprimée. Essais effectués. Résultats. Application sur le chantier. Blocs en argile comprimée. Blocs damés. Mélanges utilisés pour la fabrication des blocs. Construction des murs en blocs d'argile. Enduit pour murs en blocs d'argile. E. 19271.

CDU 690.22 : 693.54 : 552.52.

105-55. Pour connaître le béton aéré (Zur Kenntnis des « belüfteten Betons »). VIERHELDER (H.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 46-49, 5 fig., 7 réf. bibl. — Les qualités du béton aéré proviennent-elles de l'air occlus ou d'autres caractéristiques? Rapports entre les agents d'entraînement d'air et les plastifiants. Comparaison des actions des deux types d'ingrédients. L'air occlus seul n'agit pas comme plastifiant. La résistance au gel du béton aéré est supérieure à celle du béton ordinaire. Conditions nécessaires à une comparaison réelle des qualités du béton aéré avec celles d'un autre béton. E. 19382.

CDU 691.328 : 693.552.7.

106-55. Auscultation du béton ordinaire et du béton à entraînement d'air au moyen du « marteau d'essai » (Metingen met de beton-proefhamer bij gewoon beton en bij air-beton). MEIJERS (J. E.); *Cement Beton*, Pays-Bas (mars 1952), n° 15-16, p. 280-282, 10 fig., 1 réf. bibl. (résumés français, anglais et allemand). — Un bâtiment a été partiellement construit avec du béton à entraînement d'air afin de pouvoir constater les avantages de ce béton et d'éprouver avec un appareil spécial dit « marteau d'essai » si le béton à entraînement d'air présente une résistance plus uniforme que le béton ordinaire. E. 19700.

CDU 691.328 : 620.1.

107-55. Le béton préfabriqué dans la construction (Precast concrete in buildings). *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 47, n° 2, p. 57-62, 7 fig. — Les proportions habituellement utilisées pour la fabrication des éléments préfabriqués en béton sont les suivantes : une partie de ciment pour une et demie de sable, et trois parties de gravier (en volume). Exemples de réalisations d'éléments préfabriqués en béton utilisés pour la construction de charpentes, planchers, etc. destinés à divers bâtiments. E. 19216.

CDU 690.2 : 693.54 : 693.057.1.

Deb m

Maçonnerie.

108-55. Le problème des efflorescences de la maçonnerie. *Soc. nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1950), série n° 2, 11 p.,

22 fig. h. t., 4 réf. bibl. — Le rapporteur, C. CAMERMAN, de la commission d'étude, définit les efflorescences, leurs causes, leur persistance, les moyens de les éviter suivant qu'elles proviennent du sol, des sels contenus dans les briques, des liants hydrauliques, de causes diverses. En annexe, fiche résumée sur les efflorescences normalisant en particulier les essais. E. 19175.

CDU 693.1 : 620.191.7 : 699.8.

Deb mo

Enduits.

Revêtements.

109-55. Note sur la « Faserit ». *Centre Inform. Docum. Bâtim.*, Fr. (jan. 1952), p. 27. — Nouveau procédé de revêtement mural avec la « Faserit », poudre blanche et floconneuse à base de cellulose formant avec l'eau une pâte que l'on peut colorer et qui s'applique en deux couches sur tous matériaux. Avantages de ce procédé. E. 19335.

CDU 693.625.

Deb ne

Béton armé.

110-55. Béton armé. BIZOT (E.); Ed. : Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 264 p., 192 fig. — Voir analyse détaillée B-605 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19783.

CDU 693.55 : 691.328 (02).

111-55. Béton armé. Flexion simple et composée. Nouveaux abaques. COUARD (A.); Paris; Ed. : Eyrolles, Paris (1948), 4<sup>e</sup> édit., fasc. 1, 17 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-606 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 19403.

CDU 693.55 : 539.37 : 518.3 (02)

112-55. Traité de béton armé. I. II. GUERRIN (A.); Ed. : Dunod, Paris (1952), 2 vol., t. 1 : vi + 314 p., 328 fig., nombr. réf. bibl.; t. 2 : iv + 300 p., 230 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-602 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19643.

CDU 693.54 : 693.55 : 518.5 (02).

113-55. Pathologie du ciment armé (Patologia del cemento armato). CASTELLI (G.); Ed. : Vitali et Ghianda, Gènes, Ital. (1951), 1 vol., 127 p., 8 fig. — Voir analyse détaillée B-631 au chap. III « Bibliographie ». — E. 18899.

CDU 691.328 : 693.55 (02).

114-55. Calcul du béton armé soumis à des efforts de torsion. BARBIEUX (E.); *Bibl. Etudes Constr. civ. industr.*, Belg., 2<sup>e</sup> édit., n° 9, 3 p., 5 fig. — Disposition des armatures et formules pour des barres en béton armé, soumises à un effort principal de torsion et pour celles qui ne subissent qu'accessoirement un effort de torsion. E. 19197.

CDU 691.328 : 691.71 : 518.5.

115-55. Les contradictions inadmissibles et onéreuses du béton armé dans le bâtiment. COUARD (A.); *Génie civ.*, Fr. (1<sup>er</sup> mars 1952), t. 129, n° 5, p. 89-92, 6 fig. — Considérations critiques sur l'établissement des projets de bâtiments en béton armé. Conflits entre ingénieur et contrôleur. Précision des calculs; continuité et difficulté de l'appliquer aux poutres en T dont l'inertie varie avec le signe des moments. Insuffisance des encastresments. Avantages et inconvénients des goussets. Contraintes réelles des aciers. Prise en compte du poids des cloisons. Insuffisances diverses des hypothèses de calcul. E. 19456.

CDU 693.55 : 690.031.

116-55. Défauts des constructions en béton (Faults in concrete structures). BOWIE (P. C.); *Struct. Engr.*, G.-B. (mars 1952), vol. 30, n° 3, p. 51-54, 9 fig. — L'examen d'un certain nombre de constructions en béton armé bâties dans les cinquante dernières années montre que, si la pratique normale du calcul permet d'escompter une résistance et une durabilité suffisante des bâtiments, il y a des raisons de penser qu'il est désirable de modifier certaines normes lorsque la construction est exposée partiellement ou totalement aux intempéries. E. 19548.

CDU 691.328.2 : 699.8.



117-55. Économies d'acier réalisées grâce au soin apporté à l'élaboration des plans (Conservation of steel by design). IRWIN (O. W.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1952), vol. 23, n° 5, p. 373-378. — Moyens permettant d'économiser sur les quantités d'acier utilisées pour les armatures du béton armé : l'emploi de barres spéciales rend inutiles les crochets d'ancrage ; l'emploi d'acier à haute résistance permet d'en réduire le poids ; on admet couramment aujourd'hui de faire travailler le béton à 157 kg/cm<sup>2</sup> au lieu de 52,5 kg/cm<sup>2</sup> en 1910. Exemples pris aux États-Unis et à l'étranger. E. 19261.

CDU 691.328 : 691.71.

118-55. Béton de ciment Portland avec armature en bambou (Bamboo reinforcement in Portland cement concrete). GLENN (H. E.); *Clemson Agric. College South Carolina*, (Engng Exper. Stn), U. S. A. (mai 1950), n° 4, 168 p., 129 fig., 27 réf. bibl. (War Prod. Board Contract n° 78). — Caractéristiques physiques du bambou travaillant à la flexion, à la traction, à la compression. Adhérence du bambou au béton. Essais de poutres armées en bambou. L'armature en bambou assure au béton une résistance quatre à cinq fois plus grande que celle du béton non-armé. Effet du vieillissement du bambou sur la résistance du béton. Principes de construction recommandés pour le béton armé en bambou. E. 19270.

CDU 691.328 : 691.11.

## Deb ni Béton précontraint.

119-55. L'évolution de la précontrainte du béton armé au cours de la reconstruction des ouvrages d'art du Nord et du Pas-de-Calais. IX. DUMAS (F.); *Travaux*, Fr. (mars 1952), n° 209, p. 103-114, 45 fig. — Travaux du Pont de l'Hippodrome : qualité des aciers et du béton, mode d'exécution des poutres, essais. E. 19416.

CDU 624.27 : 693.57.

120-55. On construit maintenant des poutres précontraintes de toiture de 18,3 m (They prestress 60-ft roof beams now). *Constr. Methods*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 34, n° 2, p. 54-55, 8 fig. — Des poutres en béton précontraint d'une portée de 18,3 m, espacées de 6,1 m d'axe en axe supportent la toiture d'un bâtiment d'une usine de 18,3 x 61 m. Chaque poutre contient 60 fils d'acier à haute résistance de 6,3 mm de diamètre ayant une résistance à la rupture de 15 400 kg/cm<sup>2</sup> et groupés en dix paires de câbles. Détails d'exécution. E. 19424.

CDU 690.24 : 690.237.22 : 693.57.

121-55. Les Allemands estiment avoir battu les records de hardiesse en construisant sur le Danube, un pont d'une seule portée en béton précontraint (Germans make « Greatest Boldness » claim for single-span prestressed Danube bridge). *Muck Shifter*, G.-B. (mars 1952), vol. 10, n° 3, p. 97-99, 2 fig. — Le pont sur le Danube, construit à Ulm, a une portée de 82,4 m et une hauteur totale d'environ 15 m. Il supporte une chaussée de 12 m de large et deux trottoirs de 3 m. Il est divisé en deux parties égales par un joint longitudinal suivant son axe. Chaque partie est formée de deux poutres à âme pleine de 4 m d'axe en axe. Détails de construction. E. 19473.

CDU 624.27 : 693.57.

122-55. Réservoirs en béton précontraint (Prestressed concrete tanks). *Constr. Rev.*, Austral. (déc. 1951), vol. 24, n° 8, p. 22-24, 2 fig. — Cinq réservoirs en béton précontraint ont été construits en Grande-Bretagne suivant le procédé Magnel-Blaton. Deux de ces réservoirs ont un diamètre de 32,3 m et une hauteur de 12,5 m, le troisième a 15,2 m de diamètre, 14,2 m de haut, les deux derniers 9,1 m de diamètre et 10 m de haut. Les câbles utilisés sont composés de groupes de fils d'acier de 5 mm et de 7 mm. Détails de construction. E. 19376.

CDU 621.642 : 693.57.

123-55. Pont sur l'Eder à Grifte. Exécution remarquable d'un pont rail en béton précontraint (Die Ederstrombrücke bei Grifte. Bemerkenswerte Ausführung einer Eisenbahnbrücke aus vorgespanntem Beton). KOBER (K.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 36-42, 22 fig., 1 réf. bibl. — Données sur l'ancien pont construit en 1848; sa destruction lors de la crue de l'Eder en 1943. Sa reconstruction : fondation des piles. Données techniques sur le projet du nouveau pont : projet de la firme Wayss et Freytag; celui de Dijkkerhoff et Widmann. Description de la reconstruction. Matériaux de construction : poutres en béton précontraint. Exécution des travaux et essais. E. 19217.

CDU 624.27 : 693.57.

124-55. Essai expérimental de poutres en béton précontraint. I (Proefondervindelijk onderzoek van voorgespannen betonbalken. I). HAMER (G. J.); *Cement Beton*, Pays-Bas (mars 1952), n° 15-16, p. 275-279, 20 fig., 5 réf. bibl. (résumés français, anglais et allemand). — Rapport d'une conférence faite par A. M. HAAS pour le « Betonvereniging ».

CDU 690.237.22 : 693.57 : 620.1.

125-55. Nouvelle application de la précontrainte en Argentine (Una nueva aplicación de la precompresión en el país). HELGOT (A.); *Hormigon Elastico*, Argent. (oct. 1951), n° 10, p. 2-7, 11 fig. — Hall d'usine destiné à des opérations de galvanisation, réalisé avec des poutres de béton précontraint de 20 m de portée reposant librement sur appuis ce qui a permis leur fabrication au sol. Éléments de couverture préfabriqués. Caractéristiques des poutres principales. Modalités de leur moulage avec réserve de canaux pour les câbles à l'aide de gaines enduites de bitume : une injection de vapeur facilite leur enlèvement. Problème de la vibration avec plusieurs appareils. Mise en tension et ancrage des câbles. Mise en place des poutres. E. 18914.

CDU 690.237.22 : 693.57.

126-55. Contribution à l'étude du béton précontraint. I à V (fin) (Contribucion al estudio del hormigon precomprimido. I-V). BLOMEY (J.); *Hormigon Elastico*, Argent. (mars 1951), n° 3, p. 21-23, 4 fig. (avr. 1951), n° 4, p. 13-22, 15 fig. (oct. 1951), n° 10, p. 17-28, nombr. fig. (nov. 1951), n° 11, p. 14-17, 5 fig. (déc. 1951), n° 12, p. 15-22, 3 fig. — Résultats d'essais effectués à l'École des Ingénieurs de Lausanne. Nécessité d'assurer une adhérence suffisante entre le béton et les armatures métalliques soumises à des contraintes élevées. Essais d'arrachement des câbles. Essais de flexion de petits prismes armés. Essais d'ancrage des armatures. Influence de la précontrainte sur le comportement de poutrelles : essais d'arrachement et résistance à la flexion dans des conditions voisines des conditions réelles; essais de fatigue. Poutrelles armées avec des barres carrées d'acier torsadé, avec ou sans précontrainte. Poutrelles armées avec de l'acier rond de 5 et 10 mm de diamètre. Essais statiques et dynamiques. Dernières séries d'essais sur des poutrelles armées avec trois barres carrées d'acier torsadé de 10 mm et des poutrelles armées avec des barres en acier doux. Résumé des résultats de l'ensemble des expériences. Conclusions générales sur la nécessité d'une excellente adhérence, difficile à garantir avec des fers ronds fortement prétendus, mais obtenue avec les systèmes d'ancrage continu; résultats très intéressants avec l'acier carré torsadé. E. 16139. 16751. 18914. 18915. 19139.

CDU 691.328.2 : 693.57 : 691.71 : 620.1.

127-55. Plancher en béton précontraint (Eine vorgespannte Deckenkonstruktion). WEDER (A.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (20 oct. 1951), n° 42, p. 590-591, 6 fig. — Description d'une réalisation pour un bâtiment postal à Langnau (Suisse). Grandes portées : 14,5 m et charges élevées : 600 kg/m<sup>2</sup> ont conduit à une solution utilisant la précontrainte. Les nervures du

plancher comportent deux câbles. Système d'ancrage spécialement étudié. Description des matériaux utilisés, leurs caractéristiques. Avantages : encombrement réduit, grande rigidité, absence de fissures. E. 17798.

CDU 690.25 : 693.57.

128-55. Méthode de la charge équivalente pour l'étude des constructions en béton précontraint (Equivalent load method for analyzing prestressed concrete structures). MOORMAN (R. B. B.); J. A. C. I., U. S. A. (jan. 1952), vol. 23, n° 5, p. 405-416, 15 fig. — Présentation d'une méthode applicable aux constructions en béton précontraint post-tendu, suivant laquelle l'effet de la tension du câble peut être assimilé à celui d'une charge répartie ou concentrée. L'étude devient ainsi simplement une application des méthodes familières au calculateur. Cas des différents types de poutres, charpente rigide. E. 19261.

CDU 691.328.2 : 690.237.22 : 693.57.

129-55. Béton précontraint (Spannbeton). DEININGER (K.); *Bauwirtschaft*, All. (23 fév. 1952), n° 8, p. 133-138, 6 fig., 2 réf. bibl. — Le béton précontraint. Ses possibilités. Caractères essentiels et différences des deux modes de construction : béton armé et béton précontraint. Les deux méthodes de précontrainte. Dispositions possibles des membrures précontraintes. Répartition des éléments de précontrainte. Emploi d'aciers spéciaux. Fabrication en atelier de grands éléments de poutres. Exécution des échafaudages de montage. Préfabrication. Importance de la théorie et de la méthode de précontrainte pour sa réalisation pratique de la construction. E. 19381.

CDU 691.328.2 : 691.71.

130-55. Continuité des constructions en béton précontraint (fin) (Continuity of prestressed concrete structures). HARRIS (A. J.); *Highway Bridges Engng Works*, G.-B. (23 jan. 1952), vol. 18, n° 910, p. 10. — Utilité des câbles de tête et façon de les disposer pour obtenir les meilleurs résultats. Assemblage des éléments précontraints et application de la contrainte transversale. Béton précontraint coulé sur place. Exemples : une passerelle pour piétons; poutres pour une manufacture de Bristol. E. 18965.

CDU 691.328.2 : 625.74 : 690.237.22 : 693.57.

131-55. Frottement des armatures dans les éléments en béton précontraint (Reibung von Vorspanngliedern für Spannbeton). LEONHARDT (F.); *Mönnich* (Ed.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 42-45, 11 fig., 7 réf. bibl. — Nécessité du déplacement des armatures dans le béton précontraint; force de frottement des armatures sur le béton. Dispositions réalisées pour les essais; résultats des essais; observations relevées sur les ouvrages. Coefficients de frottement des fils de contrainte dans diverses conditions. E. 19217.

CDU 691.328.2 : 691.71 : 620.1.

132-55. Évolution du béton précontraint en Suisse (Zur Entwicklung des vorgespannten Betons in der Schweiz). BIRKENMAIER (M.), BRANDISTINI (A.), ROS (M. R.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (23 fév. 1952), n° 8, p. 107-114, 35 fig., 8 réf. bibl. — Introduction. Le procédé BBRV (Birkenmaier, Brandistini, Roß, Vogt) : emploi de fils d'acier à haute résistance et de gaines métalliques; ancrage des fils sur une même tête d'ancrage; précontrainte en plusieurs stades. Autres types d'ancrages principaux. Essais sur l'ancrage des fils isolés; sur le câble entier. Exemples d'emploi de divers procédés de précontrainte. E. 19340.

CDU 691.328.2.

133-55. Ancrage des fils dans le béton précontraint (Anchoring wires in prestressed concrete). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (fév. 1952), vol. 47, n° 2, p. 56, 2 fig. — La méthode d'ancrage Franki-Smet est caractérisée par l'emploi de clavettes coniques qui permettent d'ancrer séparément chaque fil quel que soit



le nombre de fils à tendre simultanément. Exemples d'ancrages pour 10 et 12 fils. Description de la plaque d'ancrage. Exemple d'utilisation. E. 19216. CDU 691.328.2.

134-55. Nouveau type d'ancrage des câbles de poutres précontraintes (Un nuovo tipo di ancoraggio terminale per cavi di struttura pre-compressa). RINALDI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov.-déc. 1951), n° 11-12, p. 733-735, 8 fig. — Caractères techniques essentiels du problème des ancres. Diversité des ancres et des dispositifs hydrauliques de tension. Nouveau système italien d'ancrage qui permet de bloquer avec sécurité et économie un nombre quelconque de fils, quelle que soit leur disposition, soit simultanément, soit par groupe ou fil par fil. Ce système, dit à pince, reporte l'effort de traction du fil sur la surface d'appui tronconique de l'ancrage. E. 19075. CDU 691.328.2 : 691.71.

## Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE.

### Dec j Travail du bois. Charpente. Menuiserie.

135-55. Les aciers à outils et l'usinage des bois collés ou contreplaqués. *Inst. nation. Bois*, Fr. (jan. 1950), n° 2, 8 p., 3 fig. — Étude réalisée en collaboration avec la Chambre syndicale nationale des fabricants de scies et outils tranchants mécaniques. Nouvelle série d'essais pour mesurer l'usure de l'outil de coupe en diverses nuances d'acier d'une toupie usinant une longueur de passe déterminée sur trois feuilles de peuplier collées superposées. Classement de ces aciers d'après les profondeurs d'usure et conclusions qui en découlent. Autres essais relatifs à l'usinage du contreplaqué. Considérations sur la conduite des essais et le programme des futures recherches. E. 19135. CDU 674.04 : 674.05 : 691.116.

136-55. Les bois de construction. FROMENT (G.); Ed.: Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 245 p., 141 fig. — Voir analyse détaillée B-604 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19062. CDU 694.1 : 691.11 (02).

137-55. L'Exposition internationale de Lyon. PEIGNEN (A.); *Charp. Bois*, Fr. (fév. 1952), n° 6, p. 5-9, 10 fig. — Compte rendu illustré des réalisations de l'Union nationale des Entreprises de Charpentes en Bois à l'Exposition internationale du Bois à Lyon. E. 19370. CDU 694.1 : 727.6.

138-55. Étude sur les assemblages collés dans la menuiserie. *Inst. nation. Bois*, Fr. (jan. 1950), n° 3, 7 p., 8 fig., h. t. — Rappel des essais comparatifs de résistance à la rupture et à la fatigue réalisés sur les assemblages traditionnels de menuiserie et sur divers assemblages collés. Résultats favorables obtenus avec les assemblages mi-bois et l'assemblage tenon-mortaise collé. Essais complémentaires effectués sur des assemblages collés à la mélolcol M, par le procédé à haute fréquence : supériorité de résistance à la fatigue des collages à froid, mais limite de période élastique plus élevée des collages haute fréquence. Comportement dans le temps des assemblages collés exposés aux intempéries. E. 19136. CDU 694.6 : 694.2 : 620.1.

139-55. Menuiserie du bâtiment. Technologie professionnelle pratique. RIOLLOT (C.); Ed.: Dunod, Paris (1951), 1 vol., 249 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-603 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19646. CDU 694.6 (02).

### Dec 1 Travail des métaux. Charpente. Soudure. Menuiserie.

140-55. Soudage des métaux légers (Das Schweißen der Leichtmetalle). RICKEN (Th.); Ed.: Springer, Berlin, All. (1949), 2° éd., n° 85, 1 vol., 64 p., 177 fig., réf. bibl.

— Voir analyse détaillée B-620 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19597. CDU 621.791 : 691.77 (02).

141-55. Adoption des procédés modernes de soudage et de découpage dans les ateliers (Der Einsatz neuerzeitlicher Verfahren zum Schweißen und Schneiden in den Werkstätten der Bauindustrie). ENGEL (G.), JANSEN (H.); *Bauwirtschaft*, All. (23 fév. 1952), n° 8 : « Baumaschine Baugerät » (16 fév. 1952), n° 2, p. 7-13, 28 fig. — Procédés de soudage. Domaine d'application du soudage. Bétonnières soudées à l'autogène. Soudage des maillons de chaînes. Soudage au moyen d'un chalumeau à deux flammes. Exécution et réparation de wagons. Soudage pour recharge de bouts d'arbres. Exemples d'emploi du soudage pour le blindage. Travaux de soudage nécessitant une réception. Soudage de métaux spéciaux. Chalumeau découpeur. Chalumeau creuseur de rainures. Percage du béton au jet d'oxygène. Flammes pour enlever la rouille. Dispositifs de sécurité : protection des yeux, du corps, protection contre les gaz inflammables, contre le feu et les explosions. Générateurs d'acétylène. Boutelles de gaz. Manipulation des outils. Soudage à l'arc. E. 19381. CDU 621.791.3 : 621.791.054.

142-55. Le procédé de la poudre de fer. KINZEL (A. B.), BIEHS (H.), SWAN (D.), PUFALL (H. R.); *Soud. Tech. conn.*, Fr. (jan.-fév. 1952), vol. 6, n° 1-2, p. 36-39, 41, 10 fig. — Rappel du principe du procédé d'oxycoupage à la poudre des aciers inoxydables, des fontes et des alliages non ferreux; matériel utilisé. Exemples d'application en aciérie et en fonderie. Étude du prix de revient et de l'emploi de ce procédé. E. 19578. CDU 621.791.054 : 691.7.

143-55. Le travail en atelier dans la construction métallique (Die Werkstattbearbeitung im Stahlbau). PERRENOUD (J. L.); *Stahlbau-Bericht*, Suisse (mars 1952), n° 3, 8 p., 7 fig. — Diverses opérations à effectuer en atelier. Le façonnage, à froid ou à chaud : dressage, laminage, pliage, découpage, poinçonnage, tournage, sciage, perçage, découpage au chalumeau et soudage, rivetage. E. 19449. CDU 621.9 : 621.791.

144-55. Les charpentes métalliques. GUSTIN (E.); Ed.: Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 242 p., 384 fig. — Voir analyse détaillée B-607 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19727. CDU 693.97 : 690.2 (02).

145-55. Les charpentes en acier précomprimé. MAGNEL (G.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 325-336, 4 fig. (résumés allemand et anglais). — Étude du cas d'un tirant; son exécution en acier précomprimé permet d'en réduire le poids et le prix de revient. Application au cas de la couverture d'un hangar pour avions de 102 m de portée, soutenue par des poutres à treillis distantes de 2,5 m : la précompression procure une économie de poids de 26 % et réduit le prix de revient de 18 % sans diminuer le coefficient de sécurité ni augmenter sensiblement la flèche. E. 19584. CDU 690.24 : 693.97 (061.3).

146-55. Construction métallique (Stahlbau). STRÜSS (F.), WICHSE (O.); Ed.: Éditions Polygraphiques SA, Zurich, Suisse (1951), série tech. n° 14, 1 vol., 151 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-630 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19385. CDU 693.97 (02).

147-55. Utilisation des profilés légers (Utilizzazione dei profilati leggeri). VERDEYEN (J.); *Costr. Metall.*, Ital. (nov.-déc. 1951), n° 6, p. 14-20, 18 fig. — Importance de la réduction du poids dans les constructions métalliques. Définition du coefficient général d'aptitude à la flexion d'un profil, qui définit l'allègement du profil considéré. Comparaison des poids des profilés classiques et allégés d'après les normes des divers pays. Nouveaux profilés adaptés à la technique de la soudure. Réalisations légères en tôle pliée. E. 19028. CDU 691.71 : 693.97.

## Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

### Ded j Couverture.

148-55. Résultats d'essais de produits employés pour l'étanchement de surface (Results of testing surface waterproofings). ANDEREGG (F. O.); *Rev. Matér. Constr.*, Ed. « C », Fr. (fév. 1952), n° 437, p. 63 (Tiré de : « Amer. Soc. test. Mater. Bull. », jan. 1951, n° 171, p. 48-53, 9 fig.). — Résultats d'essais sur divers produits utilisés pour l'imperméabilisation des maçonneries : produits à base de ciment, produits avec solvants (incolors ou pigmentés), émulsions, silicones, stuccos. Discussion. E. 19373. CDU 691 : 758.32.

### Ded 1 Étanchéité des constructions.

149-55. L'hydrofugation de la maçonnerie. HUBERSON (M.); *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 16-19, 8 fig. — Le vieillissement des matériaux de construction est dû à l'atmosphère ambiante, aux conditions climatiques, aux microorganismes. L'eau est le véhicule indispensable de ces différents agents. Les moyens de lutte sont l'imperméabilisation et l'hydrofugation. Les silicones peuvent être utilisés pour l'hydrofugation. Conditions auxquelles doit satisfaire un hydrofuge et dans quelle mesure les silicones sont aptes à satisfaire toutes ces conditions. E. 19640. CDU 693.1 : 699.82 : 691 : 758.36.

### Ded ma Travaux de peinture.

150-55. Échafaudages pour peintres. *Trav. Peint.*, Fr. (fév. 1952), vol. 7, n° 2, p. 37-40, 10 fig. — Mode de construction d'échafaudages fixes ou roulants au moyen de tubes 26/34. Détails de montage. Calcul des éléments. Constitution du plancher de travail. E. 19257. CDU 698.1 : 690.576.

151-55. Les machines à peindre. II : Le pistolet. WALLON (J.); *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 34-37, 11 fig. — Peinture au pistolet. Types d'appareils (en charge, à succion, à pression équilibrée, à pression réglable), compresseurs et réservoirs; choix de l'appareil; consommation en air et rendement. E. 19640. CDU 698.1 : 621.9 : 621.54.

## Def PRÉFABRICATION

152-55. Avantages et inconvénients des éléments préfabriqués dans la construction (Ventajas y desventajas de los elementos prefabricados en la construcción). FRANJETIC (Z.); *Hormigon Elastico*, Argent. (nov. 1951), n° 11, p. 18-20. — Avantages de la construction par éléments préfabriqués : économie de grandes quantités de bois, économie de ciment et d'acier par la haute qualité des produits et de la préparation, économie de personnel spécialisé, rapidité de montage, travail à sec, faible influence de la température, construction de nombreux éléments identiques, facilité de réparation et de démolition, possibilité d'une normalisation générale de tous les éléments de construction. Inconvénients : difficulté de liaison des éléments, procédé antiéconomique pour des ouvrages de faible importance, nécessité de machines adaptées au transport, à la manipulation et à la mise en place des éléments, nécessité de prévoir tous les trous pour passages de canalisations et de gâches au stade du projet, travail de préparation au bureau plus important. E. 18915. CDU 693.057.1 : 690.031.



Dib

PLOMBERIE  
SANITAIRE

153-55. Canalisations d'évacuation. BOURCER (L.); *Chaud-Froid*, Fr. (déc. 1951), n° 60, p. 47, 49, 51, 53, 57, 5 fig. — Schéma théorique de l'évacuation des eaux usées d'un immeuble, matériaux employés, détermination des diamètres, coefficients de simultanéité, abaque des débits. E. 18598. CDU 696.122 : 628 2/4.

154-55. Le bruit dans les installations domestiques de distribution d'eau (Noise in domestic water systems). MCGHAN (F. W.); *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 123, n° 4, p. 48-51, 125, 6 fig. — Les essais, effectués à l'Université d'Iowa, ont montré que la principale cause des bruits provoqués par les canalisations d'eau réside, en dehors des coups de bélier, dans le phénomène de cavitation qui provoque une formation rapide et un éclatement de bulles de vapeur prenant naissance dans les zones de basse pression. Description des essais. Résultats. E. 19310.

CDU 628.15 : 699.844.

Dic

## CLIMATISATION

155-55. Champs thermiques et flux calorifiques. II : Méthodes procédant de l'étude graphique en régime variable. VÉRON (M.); Ed.: Société française des Constructions Babcock et Wilcox, Paris (nov. 1951), Bull. techn., n° 24, p. 155-281, 42 fig., 3 pl. h. t., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-614 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19502. CDU 536 : 697 (02).

156-55. L'industrie de la chaleur. Foyers et chaudières (Wärmewirtschaft. Feuerungen und Kessel); SCHRIEDER (E.); *Eau d'alimentation des chaudières* (Kesselspeisewasser); LÜCKEL (F.); Ed.: Georg Westermann, Braunschweig, All. (1950), 1<sup>re</sup> éd., 1 vol., 268 p., 224 fig. — Voir analyse détaillée B-625 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19277.

CDU 697 (02).

157-55. L'isolation (thermique) des maisons (The insulation of houses). RABBITT (J. D.); *Nation. Res. Council Canad.*, Canada (avr. 1946), n° 1386, 23 p., 3 fig., 1 pl. h. t. — Causes des déperditions de chaleur d'une maison; comment il convient de réaliser l'isolation thermique des murs et plafonds et comment on peut éviter les rentrées de l'air extérieur. Différents types de matériaux isolants. Condensation. Économies de combustible. E. 19470. CDU 697.13 : 699.86.

158-55. Épaisseur optimum d'isolation pour les habitations canadiennes (The optimum thickness of insulation for Canadian homes). RABBITT (J. D.); Tiré à part de : *Engng J.*, Canada (jan. 1940), 5 p., 11 fig. — Conditions climatiques des différentes régions du Canada; répartition des déperditions de chaleur d'une maison-type. Détermination de la quantité et du prix du combustible nécessaire pour réaliser le chauffage de la maison dans différentes conditions, ainsi que le prix de l'isolation thermique. En combinant ces différents facteurs, détermination de l'épaisseur économique de l'isolation. E. 19471. CDU 699.86 : 697.13.

Dic 1

## Chauffage.

159-55. Les échangeurs de température en métaux non ferreux. LAENNEC (E.); *Chaud-Froid*, Fr. (mars 1952), n° 63, p. 29, 31, 33, 35, 37, 39, 43, 47, 20 fig. (Tiré de : « Cuivre, Laitons, Alliages », de nov.-déc. 1951, n° 4). — Échangeurs en cuivre ou alliages de cuivres. Fabrication des échangeurs. Tuyaux à ailettes indépendantes; tuyaux à ailettes en spirales (ailettes prises dans la masse, ailettes serties, ailettes soudées). Montage, sertissage, essais. Considérations sur le choix d'un échangeur. Prix de revient. E. 19719.

CDU 697.243 : 691.77.

160-55. Calcul des échangeurs de chaleur (Berechnung der Wärmeaustauscher). BOSNJAKOVIC (F.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (16 juin 1951), n° 24, p. 331-334, 8 fig. (7 juil. 1951), n° 27, p. 375-378, 10 fig. — Le calcul et l'étude des échangeurs de chaleur peuvent être simplifiés  $\Phi$  en se basant sur une caractéristique de fonctionnement. Application au calcul des échangeurs simples et composés; règle de commutation pour les appareils couplés et détermination des températures intermédiaires. E. 19411. Traduction I. T. 321, 18 p.

CDU 697.

161-55. Le chauffage par panneaux rayonnants placés en élévation. I. CHASSERAU (R.); *Chaud-Froid*, Fr. (fév. 1952), n° 62, p. 9, 11, 13, 15, 5 fig. — Commentaires sur les travaux de MISSENAUD, publiés par « Chaleur et Industrie ». Rappel des besoins nécessaires pour un confort optimum. La température résultante. Répartition des températures dans le cas des panneaux suspendus. Essais de Settele. Influence de la ventilation naturelle. Considérations propres à l'auteur de l'article. E. 19333.

CDU 697.353.

162-55. Deux expériences de chauffage d'églises par panneaux radiants au gaz. JOMAND (M.); *Chaud-Froid*, Fr. (fév. 1952), n° 62, p. 17, 19, 21, 3 fig. — Chauffage de l'Église N.-D. des Cordeliers à Laval par panneaux radiants chauffés à haute température par le gaz de ville. Dépenses d'installation, de consommation et d'entretien réduites au maximum. Chauffage rapide. Respect du caractère artistique. Dépose facile des appareils. Chauffage de l'Église de Pont Saint-Pierre, basé sur les mêmes principes et répondant aux mêmes préoccupations techniques. E. 19333.

CDU 697.353 : 726-5.

163-55. Le chauffage par panneaux rayonnants placés en élévation. II : Positions des surfaces de chauffe en fonction de leurs émissions vers le haut et vers le bas. CHASSERAU (R.); *Chaud-Froid*, Fr. (mars 1952), n° 63, p. 21, 23, 25. (Commentaires d'un article de MISSENAUD, publié dans : « Chal. Industr. »). — Discussion au sujet de l'emplacement des surfaces émettrices en fonction des déperditions de la zone basse du local, de celles de la zone haute (compte tenu de l'existence des sheds), de la ventilation naturelle. Influence de l'angle solide sous lequel sont vues les surfaces chauffantes et de leur température moyenne ainsi que de la température moyenne des parois sur lesquelles rayonnera le corps. Limites de la température superficielle du sol. Influence du rayon de courbure de l'objet placé dans le local. Parties du corps humain non soumises au rayonnement. Économie de combustible permise par l'accroissement de la température résultante. E. 19719.

CDU 697.353.

164-55. Dispositif de chauffage installé dans le quartier de Whitehall Garden (The Whitehall gardens heating scheme). *Industr. Heat. Engr.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 14, n° 76, p. 41-49, 14 fig. — Les nouveaux bâtiments construits entre Whitehall et la Tamise sont chauffés au moyen d'un système de panneaux à serpents chauffants enrobés, associés à une circulation d'air chaud. Une chaufferie fournit l'eau chaude utilisée pour cette installation de chauffage, elle est également utilisée pour le chauffage urbain. Description. Fonctionnement. E. 19499.

CDU 697.353 : 697.34.

165-55. Nouveau plafond rayonnant permettant de chauffer en hiver et de rafraîchir en été (A new radiant ceiling for heating in winter and cooling in summer). *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 123, n° 5, p. 75, 3 fig. — Le plafond est constitué par des panneaux perforés en aluminium, derrière lesquels sont fixés des canalisations où circule de l'eau chaude en hiver et de l'eau froide en été. Un matelas isolant interposé entre les canalisations et le plancher de l'étage supérieur empêche les

déperditions de chaleur tout en assurant une isolation acoustique. E. 19496.

CDU 697.353 : 690.254.

166-55. Nouvelles méthodes de chauffage par canalisations en poterie dont l'approvisionnement est abondant (New heating methods use non-critical plentiful clay pipe). SKYLAR (D.); *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 123, n° 5, p. 77, 2 fig. — En raison de la pénurie de cuivre, d'acier et autres métaux, les constructeurs américains s'orientent de plus en plus vers l'utilisation de canalisations chauffantes en poteries d'argile vitrifiée dans lesquelles circule de l'air chaud. Avantages de ces conduites chauffantes. Ces conduites sont enrobées dans le béton formant les dalles de plancher, elles sont disposées radialement autour d'un départ central au droit d'un ventilateur. E. 19496.

CDU 697 : 621.6.

167-55. Dilatation des tuyauteries de vapeur et moyens de la combattre (The expansion of steam piping and ways to counteract it). NISSENFELD (A.); *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 123, n° 4, p. 80-83, 6 fig. — Les différents moyens de remédier à la dilatation des tuyauteries de vapeur consistent à prévoir des joints oscillants : sur les branchements, sur les radiateurs, entre les conduites principales et la chaudière; à disposer des raccords à bride dans les lignes horizontales; à intercaler des joints de dilatation et à prévoir des supports rigides pour les conduites de grande longueur. E. 19310.

CDU 697.243 : 621.6.

168-55. La protection contre le gel en chauffage à eau chaude et le déneigement thermique. CADIERGUES (R.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1952), n° 239 (Équipement technique, n° 22), 17 p., 32 fig. (résumé anglais). — Produits antigel; conditions qu'ils doivent remplir. L'éthylène glycol. Dispositifs de protection contre le gel : vidange, protection électrique, isolation des canalisations, dispositifs spéciaux des conduites de purge et du vase d'expansion. Le déneigement thermique; examen économique et méthode de calcul des installations. E. 19494.

CDU 697.4 : 699.8 : 620.192.422.

169-55. Manuel pour le calcul et la construction d'installations de chauffage d'étages par l'eau chaude (Leitfaden für Berechnung und Bau von Stockwerkswarmwasserheizungen). RÖSSLER (J.); Ed.: R. Oldenbourg, Munich, All. (1951), 2<sup>e</sup> éd., 1 vol., 124 p., 115 fig. — Voir analyse détaillée B-624 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19596.

CDU 697.4 : 697.124 (02).

170-55. Alimentation en eau chaude. Installation. Entretien dans le cas d'habitations ou de bâtiments pour le commerce et l'industrie (Hot water supply. Installation. Maintenance, residential, commercial, industrial). *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 123, n° 4, p. 57, 59. — Différents systèmes de chauffage de l'eau, par le gaz d'éclairage, par l'électricité, par le mazout. Caractéristiques, principe et fonctionnement des différents systèmes. Consommation. Avantages et inconvénients. Entretien. E. 19310.

CDU 697.6 : 697.124 : 728.

171-55. Cours simplifiés de chauffage. XIV (Simplified heating lessons). *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 123, n° 4, p. 85-87, 5 fig. (Cet article est tiré de « First steps in air conditioning » de A. J. MELLISH). — Chauffage à l'eau chaude; méthodes de chauffage par gravité; circulation de l'eau chaude dans les radiateurs. Schémas de circulation pour les systèmes à deux tuyaux. Tableau des dimensions de tuyauteries pour le chauffage à l'eau chaude. Abaques pour le calcul des pertes par frottement et graphique pour l'évaluation des chutes de pression dans les conduites. E. 19310.

CDU 697.4.

172-55. Chauffage à eau surchauffée sous pression. Précautions à prendre. Règlementation à observer. MARILLIER (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1952), n° 237 (Équipement technique,



n° 21), 20 p., 24 fig. (résumé anglais). — (Cycle du chauffage, 8-10 mai 1951). Rappel du principe du mode de chauffage par eau à haute température. Ses avantages et ses limites d'application. Différentes solutions pour la production de l'eau à haute température et précautions à prendre. Différentes applications et données sur les coefficients de transmission de la chaleur. Étude critique de la réglementation actuelle et en annexe, textes récents donnant un aperçu de la doctrine actuelle du Service des Mines. R. de SAINT-MARTIN décrit le principe de l'installation du Centre de réparations de la Compagnie Air-France à Orly, qui a été visité par les participants. Discussion. E. 19494. CDU 697.4.

173-55. Le chauffage sous vide à la vapeur. I (Vacuum steam heating. I.). ASHETON (C. F. A.); *Industr. Heat. Engr. G.-B.* (fév. 1952), vol. 14, n° 76, p. 35-38, 11 fig. — Description des différents systèmes de chauffage à la vapeur utilisés depuis l'origine : systèmes à une seule canalisation, à deux canalisations à deux vannes à deux canalisations par gravité, et avec siphon de retour à la chaudière, avec pompe de condensation, avec retour sous vide. Description de la pompe à vide. Fonctionnement. E. 19499. CDU 697.5.

174-55. Chauffage à l'air chaud avec diffuseurs (Warm air heating with diffuser outlets). ALBERT (J. J.); *Heat. Ventil. U. S. A.* (fév. 1952), vol. 49, n° 2, p. 83-85, 5 fig. — Au cours de l'année passée un certain nombre de systèmes de chauffage à l'air chaud pulsé avec diffuseurs au plafond, ont été installés dans différentes habitations du Connecticut. Les résultats obtenus indiquent que cette méthode de chauffage est très satisfaisante et présente de nombreux avantages du point de vue confort, propreté et économie. E. 19497. CDU 697.5 : 690.254.

175-55. Système de canalisations de petit diamètre pour le chauffage par air chaud. (Small pipe system for warm air heating). CONN (H. G.), COLBORNE (W. G.); *Engng J., Canada* (jan. 1952), vol. 35, n° 1, p. 11-14, 12 fig. (tiré de « Queen's University »; Res. Bull. n° 101). — Dans le but de réduire les frais d'installation des systèmes de chauffage, certains installateurs ont essayé des systèmes de chauffage par air chaud en utilisant comme conduits des tuyauteries de différents diamètres. Résultats obtenus avec une installation-type. E. 19309. CDU 697.5 : 621.6.

176-55. Le chauffage urbain des cités d'habitation. II (The district heating of housing estates. II). *Industr. Heat. Engr. G.-B.* (fév. 1952), vol. 14, n° 76, p. 57-58, 60, 3 fig. — Choix du système de distribution. Alimentation en eau chaude. Température de l'eau circulant dans les conduites. Caractéristiques des conduites adoptées pour les différents systèmes de distribution. Mode de chauffage de l'eau. Canalisations principales. Possibilités d'extension du réseau de chauffage urbain. E. 19499. CDU 697.34 : 697.4.

177-55. Un réservoir pour la distribution d'eau chaude peut-il être installé sans dessus dessous? (Should a hot water service tank be installed upside down?). REYNOLDS (T. W.); *Heat. Ventil. U. S. A.* (fév. 1952), vol. 49, n° 2, p. 80-82, 3 fig. — Un lecteur avait suggéré qu'un appareil de ce genre pouvait être ainsi installé : le fond concave serait ainsi en haut de façon à éliminer l'eau rouillée, l'auteur explique pourquoi une telle disposition ne peut être considérée comme satisfaisante et il décrit des méthodes qui permettent d'éviter la présence de rouille dans l'eau. E. 19497. CDU 697.6.

## Dic n Ventilation. Séchage.

178-55. Conceptions personnelles sur les appareils et les installations sanitaires. L'aération permanente. IV. ABDON (A.); *Chaud-Froid, Fr.* (mars 1952), n° 63, p. 87, 89, 91, 3 fig. — Rappel

du système d'aération horizontale différentielle de Knapen avec précisions sur les hauteurs des ouvertures par rapport au sol et sur les dimensions des orifices. Limitations de ce système. E. 19719. CDU 697.9 : 699.82.

179-55. L'aération naturelle des locaux d'habitation. *Bâtir, Fr.* (jan. 1952), n° 19, p. 5-6, 7 fig. — Effets sur l'aération naturelle des locaux, de la température, du vent, des joints de fenêtres et portes. Étude expérimentale faite aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics. E. 19640. CDU 697.9 : 643.4 : 620.1.

180-55. Calculs relatifs à l'humidification (Calculations for humidification). MARSHALL (J.). *Heat. Ventil. U. S. A.* (fév. 1952), vol. 49, n° 2, p. 75-79, 8 fig. — Méthode de détermination du nombre d'appareils humidificateurs nécessaires pour maintenir des conditions données d'humidité et façon de déterminer l'emplacement de ces appareils. Différents types d'appareils humidificateurs disponibles dans le commerce. Exemples de calculs numériques. E. 19497. CDU 697.9 : 697.138.

181-55. Utilisation des machines, système « Deuba » pour l'accélération du durcissement du béton (Zastosowanie maszyn systemu «Deuba» do przyspieszania dojrzewania betonu). CZAJEWCZ (Ed.); *Przegl. Budowl.*, Pol. (sep. 1951), n° 9, p. 403-407, 10 fig., 2 réf. bibl. — Les machines « Deuba » sont destinées en principe au séchage. Elles sont chauffées au coke. Les expériences, faites à grande échelle, ont permis le relevé des températures en différents points des planchers traités. Des échantillons, soumis aux mêmes conditions, ont été essayés à la compression. Les résultats, dus en partie à l'action de la chaleur et en partie à celle du CO<sub>2</sub>, sont excellents. Possibilité de décoffrer au bout de trois jours au lieu de vingt-huit jours, en saison froide. Précautions à prendre pour ne pas dessécher le ciment avant sa prise. E. 17558. CDU 621.63 : 691.32 : 690.2.

## Did ÉCLAIRAGE

182-55. Causeries générales sur l'éclairage. I à X. CANDAU (J.); *J. Electriciens, Fr.*; (mars 1951), n° 263, p. 85-88; (avr. 1951), n° 264, p. 117, 119, 121, 123, 9 fig.; (mai 1951), n° 265, p. 149, 151, 153, 155, 7 fig.; (juil. 1951), n° 267, p. 207-209, 211, 10 fig. (sep. 1951), n° 269, p. 265, 267, 269, 271, 273, 11 fig.; (oct. 1951), n° 270, p. 297-299, 301, 303, 4 fig.; (nov. 1951), n° 271, p. 331, 333, 335, 337, 339, 12 fig. (déc. 1951), n° 272, p. 369-371, 5 fig.; (fév. 1952), n° 274, p. 39, 41, 1 fig.; (mars 1952), n° 275, p. 75, 77, 79, 81, 1 fig. — Série d'articles relatifs à des arguments commerciaux; indications techniques; méthodes de calcul et exemples de réalisation touchant l'éclairage. Raisons de la situation actuelle du développement de l'éclairage. Développement futur de l'éclairage. Installations nouvelles; nécessité pour l'installateur de penser en éclairagiste. Rappel de notions sur la lumière. Grandeurs photométriques et unités-mesures photométriques. Action physiologique et psychologique de la lumière. Lampes à incandescence, à décharge, à fluorescence. Sources secondaires de lumière; appareils d'éclairage. Systèmes d'éclairage. Calcul des installations d'éclairage. Conditions d'un bon éclairage et valeurs d'éclairement recommandées. E. 15039. 15497, 15877, 16647, 17272, 17707, 18086, 18506, 19177, 19581. CDU 696.9.

183-55. L'éclairage naturel dans les salles de classe (Daylighting in classrooms). BOYD (R. A.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 21-25, 7 fig., 13 réf. bibl. — Le laboratoire d'éclairage naturel de l'Université de Michigan, comprend une salle de classe expérimentale, en vraie grandeur, construite sur le toit du bâtiment. L'éclairage naturel en est assuré par des panneaux verticaux constitués par des blocs de verre prismatiques translucides disposés au-dessus d'une rangée de glaces

transparentes. Mesures d'éclairement effectuées dans cette salle suivant les conditions extérieures. Discussion. E. 19344. CDU 696.92 : 727.1.

184-55. Méthode d'enquête sur l'éclairage des écoles (A school lighting survey procedure). JAMES (L. V.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 1-9, 18 fig. — Le travail d'enquête comprend deux phases : 1° établissement de relevés des caractéristiques des salles de classe étudiées, et des données relatives aux éclairages et aux brillances observées. 2° rédaction d'un rapport établi d'après les données précédentes et destiné à être soumis à l'architecte et aux autorités scolaires. Application de cette méthode d'enquête à l'École supérieure de Naperville (U. S. A.). E. 19344. CDU 696.9 : 727.1.

185-55. Salle de classe conçue pour le contrôle de la lumière et du son (Classroom designed for light and sound control). FOULKS (W.), GILLEARD (G.), WEIBEL (W.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 18-20, 3 fig., 1 réf. bibl. — Description d'un système d'éclairage à faible brillance et étudié de façon à donner une sensation de confort. La disposition des panneaux acoustiques s'adapte à celle des tubes fluorescents assurant l'éclairage. Les éléments du dispositif d'éclairage sont câblés en usine et groupés dans un même emballage permettant de couvrir une surface de plafond de 2,4 + 2,9 m. E. 19344. CDU 696.93 : 727.1.

186-55. Progrès récents dans l'art de l'éclairage (Recent progress in the art of lighting). RODGERS (A.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 47-59, 21 fig., 26 réf. bibl. (Rapport du Comité I. E. S. 1950-1951). Progrès récents réalisés dans le domaine des sources de lumière et des accessoires, appliqués à l'agriculture, à l'industrie, à l'aviation, aux forces armées, aux habitations, aux locaux commerciaux, aux bureaux, aux rues et places, aux enseignes lumineuses, aux projections animées. Progrès à l'étranger. E. 19344. CDU 628.964 : 696.93.

187-55. Suggestion pour l'éclairage d'un tableau noir (A suggested design for chalkboard lighting). ALLEN (C. J.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 13-14, 1 fig. — Dispositif à tube fluorescent latéral ajoutant au moins 535 lux sur la surface du tableau et assurant un éclairement uniforme. La consommation de ce tube est de 175 W. Un écran réflecteur incliné à 60° sur le tube, supprime tout effet d'éblouissement pour les assistants. E. 19344. CDU 696.930.44 : 727.1.

188-55. Dispositifs à compartiments pour l'éclairage des salles de classe (Grid-systems for classroom lighting). BENSON (B. S.), CHURCH (E. H.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 15-17, 9 fig., 1 réf. bibl. — Le dispositif à compartiments expérimenté consiste en tubes fluorescents de 2,4 m espacés 0,6 m d'axe en axe, avec écrans verticaux disposés entre deux tubes consécutifs, de façon à ne laisser passer que les rayons inclinés à 45° sur l'horizontale. Effet du nombre de tubes et de la puissance de chaque tube sur l'éclairement obtenu. Essais avec différentes sortes d'écrans. E. 19344. CDU 696.930.44 : 727.1.

189-55. Effet stroboscopique et effet de clignotement dû aux lampes fluorescentes (Stroboscopic and flicker effects from fluorescent lamps). EASTMAN (A. A.), CAMPBELL (J. H.); *Illum. Engng. U. S. A.* (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 27-35, 9 fig., 4 réf. bibl. — Effets de la fréquence de la source d'alimentation des tubes fluorescents, en fonction de la couleur de ces tubes et suivant différents montages. Montage simple et montage à décalage de phase. Définition du coefficient de clignotement ou de scintillement. Effet stroboscopique sur les pièces mécaniques en mouvement. Discussion. E. 19344. CDU 696.930.44.

190-55. Recommandations pratiques pour l'éclairage de terrains de sport. I (Current



recommended practice for sports lighting. I). *Illum. Engng.*, U. S. A. (nov. 1951), vol. 46, n° 11, p. 585-600, nombr. fig., 6 réf. bibl. — Tableau indiquant l'éclaircissement normalment admis pour les différents terrains de sport. Facteurs influant sur la qualité de l'éclaircissement : uniformité, emplacement des sources lumineuses, brillance, direction de la lumière. Éclairages intérieur et extérieur. Étude du système d'éclairage pour différents sports. E. 18474. CDU 696.93 : 725.8.

191-55. La tendance dans les écoles modernes, est au niveau d'éclaircissement élevé (The trend is to high level in today's schools). *Illum. Engng.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 10-12, 8 fig. — Par huit exemples choisis parmi les différentes écoles des États-Unis, l'article montre que la tendance actuelle, en matière d'éclairage des salles de classe, est la suivante : niveau d'éclaircissement élevé, faible brillance, disposition des appareils d'éclairage assurant une sensation de confort. E. 19344. CDU 696.93 : 727.1.

192-55. Le bruit dans les lampes à atmosphère gazeuse (Noise in gaseous discharge lamps). *CULP* (J. W.); *Illum. Engng.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 37-46, 12 fig., 7 réf. bibl. — Le terme « bruit » doit être pris ici dans son sens le plus large et s'étend aux différents parasites créés dans les tubes d'éclairage, soit par étincelage, soit par décharge continue en atmosphère gazeuse. Étude des « bruits » engendrés par les tubes. Origine des bruits. Arc à courant alternatif, décharge dans les tubes à cathode creuse. E. 19344. CDU 628.964 : 534.83 : 696.93.

193-55. Problèmes posés par la réalisation d'un bon éclairage (Problemi di buona illuminazione). *ROMAGNOLI MOSCA* (G.); *Energ. elett.*, Ital. (jan. 1952), vol. 29, n° 1, p. 21-39, 24 fig., 37 réf. bibl. — Importance d'un bon éclairage. Définition des divers facteurs de la vision. Relation entre la qualité et la facilité de vision et l'éclaircissement suivant la finesse du travail à effectuer. Facteurs de contraste homochromatique sur les surfaces d'utilisation. Contraste polychromatique. Influence de la lumière du jour. Facteurs de réflexion normale ou diffuse sur divers matériaux. Importance de l'uniformité de l'éclaircissement. Niveaux d'éclaircissement recommandés. Étude de l'éblouissement. Effet du clignotement de la lumière. Effet psychologique des niveaux lumineux. Appendice donnant les définitions des grandeurs et unités photométriques. E. 19144. CDU 696.93 : 696.92.

194-55. « Le monteur électricien ». Les installations domestiques. I. Technique de l'appareillage. *LACASSE* (J.), *LACOSTE* (R.); Ed.: Eyrolles, Paris (1952), t. 1, 1 vol., VIII + 126 p., 97 fig. — Voir analyse détaillée B-608 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19784. CDU 696.6 : 643.4 (02).

195-55. Colonnes montantes modernes. III. *FRANÇOIS* (F.); *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 23-29, 9 fig. — Diverses causes de la chute de tension dans les colonnes et leurs capacités pratiques. Calcul de la puissance. Mode de montage et de pose et avantages du système. Réglementation. E. 19640. CDU 643.4 : 696.6 : 331.14.

## Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

### Dif j Protection contre le bruit et les vibrations.

196-55. Les bruits dus aux chocs dans les habitations (Trinlyd i beboelsesejendomme). *INGERSLEV* (F.), *RANFELT* (V. E. B.); *Stat. Byggeforskningsinst.*, Danm. (1952), Rapport n° 8, 40 p., 23 fig. h. t., 2 réf. bibl. (résumé

anglais). — Des essais ont été effectués par les soins du Laboratoire Aoustique de Copenhague dans le but d'étudier la transmission des bruits par chocs dans les habitations. Description du dispositif d'essai. Résultats obtenus sur divers types de constructions et discussion des résultats. E. 19426. CDU 534.83 : 699.844.

197-55. Comment lutter contre les bruits industriels. *KATEL* (I. E.); Ed.: Société des Ingénieurs civ. de France, Paris, 1 broch., 12 p., 4 fig., 16 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-610 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19629. CDU 699.844 : 691 — 758.34 : 725.4 (02).

### Dif l Protection contre l'incendie.

198-55. Contre l'incendie à l'usine : le matériel moderne. *SACHS* (G.); *Hommes, Tech.*, Fr. (mars 1952), n° 87, p. 13-22, 9 fig. — Différents types de feux qui peuvent survenir dans l'industrie. Répercussion financière vis-à-vis des compagnies d'assurances. Types d'appareils appropriés aux diverses natures de feux. Appareils à mousse, à neige carbonique, à poudre sèche, au tétrachlorure de carbone, au bromure de méthyle; motopompes. Choix d'un extincteur. Entretien d'un appareil. E. 19534. CDU 699.81 : 614.84 : 725.4.

199-55. Ignifugation des placages. Imprégnation par immersion. *Inst. nation. Bois*, Fr. (oct. 1951), n° 8, 21 p., 6 fig., 28 fig. h. t. (résumé anglais). — L'ignifugation du contreplaqué après collage des placages, se heurte à l'impossibilité d'imprégner les contreplaqués collés aux Tégofilms et à la difficulté de créer des installations d'imprégnation sous pression. On recommande l'imprégnation des placages avant collage, opération moins complexe et moins onéreuse; essais destinés à déterminer le temps et les conditions optima de trempage dans la solution ignifugeante (phosphate d'ammonium). Influence de l'humidité initiale des placages, de l'épaisseur et de l'essence, de la concentration des solutions. En annexe : méthode de calcul de la dose maximum de sel qui peut être absorbée; facteurs qui expliquent la difficulté d'imprégner les placages d'Okoumé. E. 19220. CDU 684.6 : 699.81 : 691.116.

### Dif m Protection contre les séismes, inondations.

200-55. Travaux en hiver (Roboty zimowe). *LENKIEWICZ* (W.); *Przeegl. Budowl.*, Pol. (sep. 1951), n° 9, p. 395-387. — (Communication faite au Congrès de la Science à Cologne). L'importance pour l'économie du pays de rompre avec le travail saisonnier, impose le problème du travail en hiver. Le plan de la Commission de Recherches a été réalisé dans le domaine de la bibliographie et de la révision des normes. Le programme prévoit encore : l'étude de l'influence de l'humidité de l'air et des basses températures sur l'organisme humain; les matériaux de construction à employer de préférence; les moyens les plus économiques de chauffage; les frais accessoires; l'étude de l'expérience acquise dans le pays. E. 17558. CDU 699.8 : 620.192.422.

### Dif n Danger aérien. Explosions.

201-55. Essais de résistance aux effets des explosions atomiques d'Eniwetok de bâtiments réalisés par le « Bureau of Yards and Docks » (Bu Docks structures tested in Eniwetok atom blasts). *McELENY* (P. J.); *U. S. Navy, civ., Engr Corps, Bull.*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 6, n° 2, p. 35-37, 10 fig. — Construction d'une série de bâtiments de différents types qui ont été soumis aux effets des explosions atomiques à Eniwetok. Les bâtiments qui ont le mieux

résisté furent ceux en béton préfabriqué constitués par des panneaux nervurés minces réunis de façon à former une voûte en arc ou un dôme. E. 19343. CDU 699.85 : 620.1.

## Dig l CANALISATIONS

202-55. Nouveaux progrès réalisés dans la protection anti-corrosion des conduites et pipelines modernes. *GRAND d'HAUTEVILLE* (E.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (8 mars 1952), n° 5, p. 77-79, 5 fig., 2 fig. h. t., 8 réf. bibl. — Développement de l'emploi de fibres de verre pour constituer l'armature des revêtements anti-corrosion des conduites enterrées. Utilisation de machines qui se déplacent sur la conduite, l'enrobent de bitume et placent la fibre de verre en spirale. Constitution et qualités des tissus armés de la marque « Vetrotex ». E. 19532. CDU 621.6 : 662.75 : 693.6 : 677.52.

## Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

203-55. Silos en bois. *BOUF* (G.); *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 20-22, 7 fig. — Construction de silos en bois. Solution américaine moderne à panneaux extérieurs en contreplaqué. Solution française en poutres caissonnées. E. 19640. CDU 725.36 : 694.1.

204-55. Construction de réservoirs en béton armé à plusieurs étages (Building multistory reinforced concrete tanks). *CRITZAS* (E. J.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 23, n° 5, p. 365-372, 10 fig. — Les réservoirs de section rectangulaire ont des largeurs variant de 3,6 à 4,6 m; pour 2,3 à 2,7 m de haut et 12,2 à 18,3 m de long. Ils sont disposés en groupes de deux ou trois par étage avec parois intermédiaires communes. Ils ont été construits suivant le principe des ossatures rectangulaires à étages multiples. Fondations. Coffrages. Traitement des surfaces. Béton employé. Armature. E. 19261. CDU 621.642 : 693.55.

205-55. Emploi d'alliages d'aluminium pour la construction de réservoirs résistant à la corrosion (Aluminum alloys for corrosion-resistant storage tanks). *HARTMANN* (E. C.), *PLUMMER* (F. L.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 22, n° 2, p. 25-27, 5 fig. — Description et propriétés de divers alliages d'aluminium résistant à la corrosion. Emploi de ces alliages pour la construction de réservoirs de pétrole brut, spécialement pour les dômes de ces réservoirs. Les constructeurs préfèrent généralement la construction soudée à la construction rivée. E. 19445. CDU 624.95 : 691.77 : 620.19 : 699.8.

206-55. Basculement d'un grand réservoir établi sur un sol en argile molle (The tilting of a large tank on soft clay). *MEYERHOF* (G. G.); Tiré à part de : *Proc. South Wales Inst. Engrs.* G.-B. (1951), vol. 67, n° 2, p. 53-71, 12 fig., 17 réf. bibl. — Problème des fondations en prenant pour exemple le cas d'un grand réservoir, construit sur un terrain en argile molle, qui bascula lors du remplissage et dont le radier fut brisé. Étude du sol, évaluation des tassements. Comparaison avec les affaissements observés. Discussion et réponse de l'auteur. E. 19274. CDU 621.642 : 624.15 : 624.131.4.

207-55. Les réservoirs à « paroi hydraulique », pour le stockage des hydrocarbures (I serbatoi a « parete idraulica » per il deposito degli idrocarburi). *Corr. Costr.*, Ital. (17 jan. 1952), n° 3, p. 6, 2 fig. — Propriété que possède le béton d'être étanche à l'eau mais non aux hydrocarbures. Principe de l'étanchéité des réservoirs par le moyen d'une contre-pression hydraulique sous la forme d'une double paroi, avec couche



intermédiaire composée d'éléments creux à paroi poreuse, alimentée par un réservoir avec contrôle automatique du niveau d'eau. Suppression, outre des pertes par perméabilité, des pertes par évaporation, en raison de l'excellent isolement thermique. E. 18984.

CDU 624.95 : 662.75.

## Do ENTREPRISES. ORGANISATION. MAIN-D'ŒUVRE

208-55. La lutte contre l'heure au S. H. A. P. E. Village. PICTET (F.); *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 38-42, 14 fig. — Réalisation du S. H. A. P. E. Village à Saint-Germain-en-Laye. Plan de masse. Organisation du chantier. Détails de construction. Vitesse d'exécution et facteurs de cette vitesse. E. 19640.

CDU 725.18 : 728.2 : 690.022.

209-55. Deux procédés nouveaux de construction. *Bâtir*, Fr. (jan. 1952), n° 19, p. 12-15, 7 fig. — Description de deux procédés de constructions faisant appel à des éléments métalliques réutilisables pour le montage du gros œuvre. Le procédé Ullberg utilise une charpente intérieure métallique qui supporte le solivage et peut permettre une mise hors d'eau provisoire; cette charpente est ensuite évacuée par les baies de la construction. Le procédé Mary utilise des éléments de coffrage métallique de forme spéciale pour le coulage, sur place d'une ossature en béton armé et des planchers. Les parements sont en panneaux de briquettes. Le décoffrage s'opère par action d'une vis. E. 19640.

CDU 690.022 : 690.576 : 691.32.

210-55. Mission de productivité du bâtiment aux États-Unis d'Amérique. 15 mai 1951-27 juin 1951. PANTZ (H.); (oct. 1951), 40 p., 11 fig., 30 fig. h. t., 1 pl. h. t. — Ce rapport spécial, publié par la Chambre syndicale des Entrepreneurs de Constructions métalliques de France et par l'Union nationale de la Construction métallique, rappelle d'abord le but, l'organisation et la composition de la mission dans le cadre de celles organisées par l'E. C. A. Il traite du caractère de l'économie américaine et du climat social, de l'application au bâtiment des principes de l'économie américaine, du rôle des Syndicats, des mesures favorisant la construction et sa réglementation, de l'organisation des bureaux d'architectes et d'ingénieurs. Il indique les prix de main-d'œuvre et de matériaux, les prix élémentaires et le prix des constructions, celui des loyers. Il rend compte des visites de chantiers d'immeubles en béton armé, d'ateliers de constructions métalliques, de chantiers d'immeubles en construction métallique, de procédés spéciaux de construction. Conclusion. Sources de documentation et exemples d'un planning de travaux. E. 19543.

CDU 690.022 : 331 : 657.47.

211-55. Utilisation de la méthode de construction « tilt up » pour l'édification d'un entrepôt de produits d'épicerie (Tilt-up construction does the job for grocer's warehouse). *Constr. Methods*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 34, n° 2, p. 58-60, 6 fig. — Cet entrepôt couvre une superficie de 305 × 100 m. Les murs sont formés de panneaux de 9,7 × 9,1 m pesant 35 t. Ces panneaux, coulés à plat sont mis en place à l'aide de grues de 15 t avec flèches de 21,3 m et de 10 t avec flèches de 15,2 m. Détails de construction et mode opératoire. E. 19424.

CDU 690.08 : 725.35 : 690.22.

212-55. Répercussions économiques de la technique sur la construction de la maison d'habitation de « fréquence type » (Riflessi economici della tecnica di costruzione sul fabbricato d'abitazione di frequenza tipica). BUDINIS (M.); *Ingegneria*, Ital. (jan. 1952), n° 1, p. 9-12, 6 fig. (résumé français). — Rapports entre la technique et l'économie; nécessité de les définir en partant de l'examen de la fréquence des cas d'application pratique des diverses techniques. Caractéristiques de la maison d'habitation de « fréquence type », définies à l'aide de résultats statistiques sur les dimensions types des habitations et la fréquence de leur emploi. Comparaison entre trois systèmes de construction, dans lesquels l'emploi du béton armé est de plus en plus important. E. 19016.

CDU 690.022 : 690.031 : 728.

## Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

213-55. Téléferiques (Seilschwebebahnen). CZITARY (E.); Ed. : Springer, Vienne, Autr. (1951), 1 vol., VII + 390 p., 246 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-621 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19318.

CDU 621.874 (02).

214-55. Les tracteurs à chenilles. MOREL (H.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (fév. 1952), t. 7, n° 2, p. 43-49, 3 fig. — Étude des tracteurs à chenilles. Présentation sous forme de tableaux des caractéristiques des engins des différentes marques françaises et étrangères. Données sur la construction, la puissance, la vitesse, les commandes, l'utilisation. E. 19415.

CDU 629.1.

215-55. Balances destinées aux industries du bâtiment et des matériaux de construction. I (Waagen für die Bau- und Baustoffindustrie. I). RIEDIG (D. F.); *Bauwirtschaft*, All. (17 oct. 1951), n° 41 : « Baumaschine-Baugerat », n° 10, p. 73-76, 13 fig. — Description de différents types de balances industrielles qui permettent la pesée par wagons ou wagonnets entiers. Systèmes optiques de lecture rapide. Balances automatiques pour le dosage des bétons. Balances à plateaux ou à récipients. Conditions d'emploi. Avantages et inconvénients. E. 17796.

CDU 621.7/8.

216-55. Matériels de travaux publics utilisés pour l'aménagement des bases aériennes. L'équipe de terrassements mécaniques de l'Établissement du Matériel des Bases aériennes. MALET (R.); *Bull. Liaison Document. Secrétariat gén. Aviat. civ. commerc.* (Minist. Trav. publ. Transp. Tourisme), Fr. (nov.-déc. 1951), n° 59, p. 61-72, 1 fig. — Description et utilisation du matériel employé pour l'aménagement des bases aériennes : tracteur, bulldozer, angledozer, roofer, scraper, turnapull, motorgrader, rouleau à pneus. Rendement. Tableau de l'activité de l'équipe de terrassements mécaniques de l'E. M. B. A. en 1950 et 1951. E. 19639.

CDU 621.879 : 624.13 : 629.139.1.

217-55. Draglines géantes russes (Russia's giant draglines). *Muck Shifter*, G.-B. (mars 1952), vol. 10, n° 3, p. 123-127, 1 fig., 5 réf. bibl. — La construction du canal joignant le Don à la Volga a été effectuée avec le concours de draglines marchandes géantes capables de remuer annuellement 3,8 à 5,9 millions de mètres cubes de terre. Les flèches de ces engins mesurent de 51 à 70 m de long et ils possèdent des benues d'une capacité de 9,9 à 22 m³. Description de ces engins. E. 19473.

CDU 621.879 : 624.13.

218-55. Pelles mécaniques-fraiseuses (Koparki frezujace). PIKLIKIEWICZ (H.); *Przeegl. Budowl.*, Pol. (août 1951), n° 8, p. 349-352, 6 fig. — Description de la pelle-fraiseuse, appelée aussi sphérique. Elle comporte une tête mobile attaquant les matériaux et un transporteur à bande. Le tout, mû électriquement (8-9 kW), est monté sur une chenillette. Détails techniques, performances, utilisation, rendement, avantages et inconvénients. E. 17162.

CDU 621.879 : 624.13.

219-55. Téléferiques et transport des bois. II. Principaux dispositifs. PONCET; *Rev. Bois*, Fr. (fév. 1952), vol. 7, n° 2, p. 9-12, 14 fig. — Principaux dispositifs téléferiques utilisés pour le transport des bois : systèmes tricable à mouvement intermittent ou à mouvement continu, systèmes monocables, blondins ou grues à câbles. Description de ces différents dispositifs, du fonctionnement et des avantages particuliers de chacun d'eux, schémas du matériel utilisé pour ces installations et des dispositifs réalisés. Évaluation sommaire des prix de revient, des débits de ces installations. E. 19128.

CDU 621.876 : 691.11.

220-55. Grue de 19,8 m de portée (Tower crane of 65ft range). *Muck Shifter*, G.-B. (mars 1952), vol. 10, n° 3, p. 131-132, 1 fig. — La machine consiste en un seul tube d'acier sur lequel est fixé la cabine de l'opérateur et qui supporte la flèche capable de soulever une charge de 1 1/2 t à 19,8 m et de 3 1/2 t à 6,1 m. La rotation complète autour de l'axe vertical s'effectue en moins d'une minute. E. 19473.

CDU 621.876.

221-55. Transporteurs à bandes (Przenosniki pasowe (transportery). KRAJEWSKI (M.); *Inst. Badaw. Budowl.*, Pol. (1948), n° 28 : sér. H n° 2, 10 p., 18 fig., 3 réf. bibl. (résumé anglais). — Deux exemples d'utilisation des transporteurs à bandes dans le bâtiment aux États-Unis. Description des transporteurs : parties essentielles, caractéristiques des bandes aux États-Unis et en U. R. S. S. Formules. Réglage de la tension. Calcul du rendement (formules, abaque, exemples d'utilisation). Calcul de la puissance du moteur d'entraînement. E. 17441.

CDU 621.876 : 518.5.

222-55. Types spéciaux de pompes pour chantiers (Sonderformen von Pumpen für die Bauwirtschaft). *Bauwirtschaft*, All. (17 oct. 1951), n° 41 : « Baumaschine-Baugerat », n° 10, p. 76-78, 10 fig. — Description de différents types de pompes susceptibles de simplifier le travail sur le chantier. Pompes rotatives, pompes spirales, pompes à vis, pompes radiales. Avantages et inconvénients. Caractéristiques techniques (tableaux). Rendements. E. 17796.

CDU 621.65.

## Dof SÉCURITÉ DE CHANTIER

223-55. A Amiens, aucun accident ne s'est produit depuis le début du montage de la Tour Perret. NORMAND (A.), BENZ (J.); *Cah. Comité. Priv. Bâtim. Trav. publ.* Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1, p. 1-5, 5 fig. — Mesures de prévention prises au chantier de la tour d'Amiens : dans les ateliers de coffrage et menuiserie, pour les engins de chantier et appareils de levage, les échafaudages extérieurs et intérieurs, les dispositifs empêchant les chutes d'ouvriers ou de matériaux, les mesures en cas d'orage ou de vent, la protection de la cage d'escalier et les baies, les protections des bouchardeurs, les mesures d'hygiène générale. E. 19638.

CDU 614.18 : 690 : 728.

## F. — LES OUVRAGES

Fab ÉCHAFAUDAGES.  
ÉTAIEMENTS.  
BOISAGES

224-55. Échafaudages système Conrad Kern, Zurich. J. Constr. Suisse romande, Suisse (fév. 1952), n° 2, p. 70-72, 7 fig. (Traduit de « Schweizer Baublatt », 8 juin 1951, n° 46). — Description d'échafaudages tubulaires composés de cadres raidis par des contre-fiches avec assemblages à cliquets. Coffrages verticaux et échafaudages pour constructions en béton. E. 19372. CDU 690.576 : 621.462.

225-55. Échafaudages en éléments de bois normalisés (Rusztowania stojakowe drewniane calkowicie inwentaryzowane). JANICKI (S.); Przegl. Budowl., Pol. (sep. 1951), n° 9, p. 428-432, 11 fig. — La nécessité d'économiser le bois a fait mettre au point un type d'échafaudage constitué d'éléments normalisés que l'on peut assembler et démonter facilement. Exemples d'utilisation d'un tel échafaudage qui est rapidement amorti. E. 17558. CDU 690.576 : 694.1.

## Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures.  
Piliers. Colonnes.

226-55. L'emploi de murs « sandwich » préfabriqués permet de réduire le prix de revient de la construction (Precast sandwich wall makes costs tumble). GRENNAN (P. M.); Engng News-Rec., U. S. A. (24 jan. 1952), vol. 148, n° 4, p. 34-36, 39, 4 fig. — Ces murs sont composés de grands panneaux formés d'une partie médiane en matériau isolant garnie sur chaque face de minces couches de béton préfabriqué. Ces panneaux ont été réalisés en deux tailles :  $2,4 \times 2,4$  m et  $2,4 \times 3$  m. Ils sont coulés dans des coffrages métalliques et n'ont que 0,1 m d'épaisseur. Leur emploi a permis de ramener le prix de revient au tiers de celui de murs en briques de 0,3 m. E. 19313. CDU 690.22 : 691.41 : 693.057.1.

227-55. Murs « sandwich » préfabriqués sur coffrages roulants (Sandwich walls precast on rolling forms). CHRISTY (N.); Engng News-Rec., U. S. A. (31 jan. 1952), vol. 148, n° 5, p. 30-31, 4 fig. — Les panneaux utilisés pour la fabrication de ces murs mesurent  $2,45 \times 2,45$  m ou  $2,45 \times 3,05$  m et font 0,125 m d'épaisseur. Ils sont constitués par une couche isolante de 3,8 cm intercalée entre deux couches de béton armé de 4,4 cm d'épaisseur. Les panneaux sont fabriqués en série, à raison de quarante par jour, sur des coffrages roulants montés sur rail. Description du matériel de fabrication. Constructions réalisées avec ces panneaux. E. 19262. CDU 690.22 : 693.057.1.

228-55. Construction des murs en terre. II : Pisé (terre damée) [Earth wall construction. II : Pise (rammed earth)]. Commonwealth Experiment. Build. Stat. (Sci. Build.), G.-B. (juin 1951), n° SB. 18, 4 p., 12 fig., 1 réf. bibl. — Construction des murs en pisé. Ces murs sont obtenus en damant de la terre végétale convenablement humide entre des coffrages. De tels murs doivent être protégés contre la pluie. Semelles, murs, coffrages, façon d'opérer le damage, finition des surfaces extérieures et intérieures des murs. E. 19349. CDU 690.22 : 691.41.

229-55. Construction des murs en terre. III : en agglomérés d'argile [Earthwall construction. III : Adobe (puddled earth)]. Commonwealth Experiment. Build. Stat. (Sci. Build.), G.-B., n° SB. 20, 4 p., 5 fig., 1 réf. bibl. — Murs en agglomérés d'argile compacte. Différence avec la construction en pisé. Qualité de la terre argileuse employée. Fabrication des agglomérés. Moules pour la fabrication des agglomérés. Préparation du matériau. Moulage. Séchage. Construction des murs. Finition des surfaces. Résistance des murs. E. 19350. CDU 690.22 : 691.41.

Fac l Poutres.  
Dalles. Planchers.

230-55. Étude d'une poutre en arc, de conception peu usuelle (The design of an unusual bow girder). MORGAN (V. A.); Concr. Constr. Engng, G.-B. (fév. 1952), vol. 47, n° 2, p. 47-55, 5 fig., 7 réf. bibl. — Cette poutre en béton armé d'une longueur totale de 9,1 m, est constituée par une partie centrale ayant un rayon de courbure de 2,8 m, et des parties droites de 2,3 m, tangentielles aux extrémités de la courbe. Elle a été fabriquée pour un bâtiment en béton armé à planchers en béton et murs en brique. Calcul de la poutre. E. 19216. CDU 690.237.22 : 693.55.

231-55. Accouplement horizontal de poutres au moyen de barres de torsion transversales (Die waagerechte Koppelung von Trägern mittelst querliegender Torsionsglieder). STEINHARDT (O.); V. D. I., All. (21 fév. 1952), vol. 94, n° 6, p. 161-164, 20 fig., 5 réf. bibl. — Diverses dénominations, telles que « ouvrage en croix », « grille de poutres », « plaques orthotropes » et « poutres assujetties », s'appliquent au nouveau système de construction. But de l'accouplement des poutres. Liaison des poutres parallèles au moyen de barres de torsion rigides. Accouplement horizontal de poutres parallèles par barres de torsion élastiques. Exemples d'utilisation de cet accouplement. E. 19378. CDU 690.237.22 : 694.2.

232-55. Poutres de grande hauteur. Quelques critères pour le calcul et la disposition des armatures (Vigas de gran altura. Algunos criterios para su calculo y disposicion de la armadura). SCIAMMARELLA (C. A.); Hormigon Elastico, Argent. (déc. 1951), n° 12, p. 4-14, 14 fig., 5 réf. bibl. — 1° Calcul des poutres normales où la portée est grande par rapport à la hauteur. Champ de validité de la solution (rapport hauteur-portée inférieur à 0,5). 2° Comportement des poutres de grande hauteur : action fondamentale de l'arc de décharge. Résultats d'expériences photoélastiques et d'essais sur modèles relatifs à des poutres de grande hauteur simplement appuyées. Nécessité du renforcement aux appuis et suivant le bord inférieur. Danger de l'extrapolation des résultats obtenus pour les poutres de grande portée par rapport à la hauteur. Critique des Règles françaises BA 45. Exposé d'une méthode de calcul partant de l'état de rupture pour choisir le coefficient de sécurité convenable. Accord du calcul avec les résultats des essais, ce qui confirme la validité des hypothèses de base adoptées. E. 19139. CDU 690.237.22 : 691.328 : 691.71 : 518.5.

233-55. Plaques ondulées en fibre-ciment (Asbestzementwellplatten). GRAETZ (W.); Bauwirtschaft, All. (1<sup>er</sup> mars 1952), n° 9, p. 176-178, 15 fig. — Origine de l'industrie du fibre-ciment en Allemagne. Avantage des plaques en fibre-

ciment. Coefficient de sécurité à la flexion applicable aux plaques ondulées. Tableau des dimensions caractéristiques des deux types de plaques ondulées fabriquées par l'industrie allemande. Normes allemandes applicables aux charges diverses des plaques de fibre-ciment : charges dues au vent, à la neige, etc. Résultats de recherches statiques. E. 19450. CDU 691 : 413 : 691.328.5.

234-55. Fabrication des dalles « Wettstein » en béton (El desarrollo de las tablas de hormigon « Wettstein »). WETTSTEIN (K.); Hormigon Elastico, Argent. (sep. 1951), n° 9, p. 19-23, 2 fig., 2 réf. bibl. — Principe de la fabrication des dalles avec une armature pré-tendue composée d'éléments de très faible section sans ancrage par analogie avec la fibre de bois. Mise au point des procédés de fabrication pour l'obtention de dalles complètement élastiques. Dalles spéciales comportant une couche médiane de béton poreux. Avantages des dalles préfabriquées Wettstein : économie, facilité d'emploi, durée, comportement entièrement élastique et limite élevée de fissuration. E. 18478. CDU 691 : 413 : 693.55.

235-55. Contraintes engendrées dans les planchers par le chauffage par rayonnement (Spannungen in Decken mit Strahlungsheizung). MELAN (E.); Mém. A. I. P. C., Suisse (1951), vol. 11, p. 337-345, 3 fig. (résumés français et anglais). — Étude de ces contraintes dans les planchers en béton. Expressions simples pour le cas des bords encastres. Tableau de moments pour le cas des bords libres. E. 19584. CDU 690.25 : 697.353 : 061.3).

236-55. Une étude intéressante sur le comportement des paillonnages de fibres de verre (Glasfasermatten in der Bewehrung. Ein interessanter Versuch). Bauwirtschaft, All. (1<sup>er</sup> mars 1952), n° 9, p. 179, 2 fig. — Utilisation des paillonnages de fibres de verre pour l'isolation des planchers en béton armé. Leur efficacité pour l'isolation thermique et acoustique. Essais en place de ce matériau dans le bâtiment des Services de la Direction des Chemins de Fer de Mayence. Résultats des essais effectués sur des éléments prélevés dans les planchers de ce bâtiment. Description de ces planchers. Comportement des fibres de verre dans ces paillonnages. La compression des fibres n'a pas d'influence sur l'effet isolant du paillonnage. E. 19450. CDU 690.25 : 699.8 : 677.52.

237-55. Comment utiliser les panneaux en contreplaqué pour les bâtiments (How to design plywood panels for buildings). COUNTRYMAN (D.); Engng News-Rec., U. S. A. (24 jan. 1952), vol. 148, n° 4, p. 30-33, 7 fig. — Panneaux de contreplaqué utilisés en construction pour la confection de planchers. Épaisseurs à adopter pour différents espacements des solives. Distance entre les points de fixation. Calcul de la flèche. Description des essais effectués sur modèles réduits et sur panneaux en vraie grandeur. E. 19313. CDU 690.25 : 691.116 : 518.5.

Fac m Toitures. Voûtes.  
Dômes. Coupoles. Arcs.

238-55. Derniers progrès réalisés dans la construction des toits ondulés en béton armé (Corrugated concrete shell structures. New developments). BILLIG (K.); Mém. A. I. P. C., Suisse (1951), vol. 11, p. 33-39, 5 fig. (résumés allemand et français). — Couvertures minces en béton ondulé dans le sens longitudinal. Vérification de la capacité de charge. Réalisation



de couvertures continues à plusieurs travées, de couvertures sur appuis surélevés et de voûtes minces. Confirmation de la stabilité par des essais exécutés avec un vent de 200 km/h. E. 19584. CDU 690.244 : 693.55 (061.3).

239-55. Considérations techniques et économiques sur la construction des toits dans les bâtiments ordinaires (Alcune considerazioni strutturali ed economiche sulla orditura dei tetti negli edifici ordinari). PRIOLO (D.); G. Genio civ., Ital. (nov.-déc. 1951), n° 11-12, p. 746-755, 15 fig. — Discussion des solutions constructives les meilleures pour l'ossature principale des toits, dans les bâtiments ordinaires d'habitation. On étudie d'abord la construction des toits en bois, puis on traite quelques cas d'ouvrages en ciment armé et terre cuite pour diverses portées et hauteurs de comble en déterminant dans chaque cas la solution la plus économique. E. 19075. CDU 690.24.

## Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS

### Fad 1 Menuiseries.

240-55. Fenêtres, portes et portails pour les constructions industrielles et les bâtiments commerciaux (Fenster, Türen und Tore für Industriebauten und Geschäftshäuser). GERLINGER (E.); Stahlbau-Bericht, Suisse (fév. 1952), n° 2, 16 p., 26 fig., 2 réf. bibl. — La tendance à réduire les frais de réparation des portes, portails et fenêtres conduisent à envisager de nouveaux modes de construction. Conditions imposées à ces éléments de construction. Aération. Double vitrage. Protection contre les rayons du soleil. Vantaux pivotants des fenêtres. Dispositifs extérieurs pour le nettoyage des fenêtres. Portes à glissières, à manœuvre électrique. Portes de postes de transformation. E. 19348. CDU 690.28 : 725.4 : 725.2.

241-55. Bons et mauvais procédés de couverture des lucarnes (Eindeckung von Dachgauben, falsch und richtig). DAMM (L.); Ziegelindustrie, All. (1<sup>er</sup> mars 1952), n° 5, p. 158-166, 36 fig. — Nécessité d'établir des logements dans les combles du fait de la pénurie d'habitations, et par suite, obligation de percer des lucarnes dans les toitures. Divers types de lucarnes. Exécution des lucarnes dans des toitures en chaume; en tuiles; protection des faces latérales des lucarnes. E. 19448. CDU 690.282 : 690.241.

### Feb HABITATIONS

#### Feb j Pièces d'habitation.

242-55. Plans schématiques de disposition des cuisines et locaux sanitaires dans des immeubles récents. Tech. Archit., Fr. n° 1-2, 11<sup>e</sup> sér., p. 45-48. — Feuille de croquis montrant les dispositions adoptées dans des immeubles récents pour l'emplacement des cuisines dans les appartements, les espaces nécessaires pour les appareils ménagers; exemples de W. C., douches, salles de bains, salles d'eau; dispositions commentées des centres de travail; types d'aménagement de cuisines minima. E. 18968. CDU 643.4 : 720.1.

#### Feb l Habitations individuelles.

243-55. Normes de construction (Maisons d'appartements non comprises). Ed.: Société centrale d'Hypothèques et de Logement, Ottawa, Canada, 1 vol., 86 p., 9 fig. — Voir analyse détaillée B-616 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19465. CDU 728.3 : 389.64 (02).

244-55. La maison la plus simple (La casa minima). VITALI (R.); Ed.: Vitali et Ghianda, Gênes, Ital. (1951), 1 vol., 79 p., nombr. fig., 15 réf. bibl. — Voir analyse détaillée. B-632 au chap. III « Bibliographie ». — E. 18908. CDU 728.3 : 690.031 (02).

245-55. La construction aux États-Unis. Petites maisons individuelles préfabriquées. Historique, exposé général et modèles courants. Journ. Bâtim., Fr. (19 fév. 1952), n° 1391, p. 1, 3. — Aux États-Unis, la préfabrication des maisons remonte à une date éloignée et s'est considérablement développée depuis. Des fondations sans but lucratif ont mis la question à l'étude. Une soixantaine de sociétés produisent des maisons préfabriquées. Nouvelles conceptions : maison à mât central en duralumin et murs en matière plastique, maison monocoque, igloo de Wagner. Matériaux employés dans les divers systèmes. Examen et prix de divers modèles standard. Mode d'acquisition d'une maison préfabriquée. Agglomérations préfabriquées. Réglementation américaine régissant la construction de maisons préfabriquées. E. 19297. CDU 728.3 : 693.057.1.

### Feb mo Immeubles de rapport.

246-55. Immeubles de la Coopérative d'Entenweid à Bâle (Suisse). Centre Document. Terre cuite, Fr. 5, p. 3 pl. h. t. — Description d'un bâtiment de douze étages à murs porteurs. Utilisation de briques creuses de format 95 x 120 x 250, pour les murs extérieurs, de 95 x 180 x 250, et de 95 x 150 x 300 pour les murs intérieurs. Résistance minimum de 300 kg par cm<sup>2</sup> de section brute. Mortier dosé à 350 kg de Portland artificiel 250/315. Murs extérieurs d'épaisseur constante de 38 cm. Planchers en dalles de béton armé (sans nervures) armées dans les deux sens. Couverture en terrasse. E. 19196. CDU 728.2 : 691.421.

247-55. Maisons économiques et logement minimum en France et à l'étranger. Journ. Bâtim., Fr., 30 p., 7 fig. — Une préface de H. ALBERT, sur le problème du logement, sert d'introduction à deux études de réalisation de logement minimum. H. DE MOURA : besoins de la population portugaise, déséquilibre entre l'augmentation des loyers et le taux des salaires; mesures gouvernementales encourageant la construction de maisons qui peuvent être soit au régime de simple location, soit au régime de l'achat par annuités. Procédés de construction adoptés, prix des matériaux et de la main-d'œuvre; types de maisons économiques; prix de revient des divers types d'habitations et mode de financement. Y. LE CALVEZ : expériences de Mantes et de Glatigny pour l'établissement d'un type de maison minimum. E. 19259. CDU 728.3 : 690.031.

### Fec BATIMENTS CULTURELS

248-55. Le pavillon de l'industrie du ciment à l'exposition « Constructa » à Hanovre (Allemagne) (El pabellon de la industria de cemento en la exposicion « Constructa » en Hannover, Alemania). Hormigon Elastico, Argent. (déc. 1951), n° 12, p. 29-32, 5 fig. — Éléance et audace du pavillon de l'industrie du ciment composé d'une plate-forme en porte-à-faux de 16 m, d'un toit en voûte mince système Zeiss Dywidag et d'un mât de 25 m, reposant seulement sur trois épaisses colonnes, en vue de montrer toutes les possibilités du précontraint. Description de la méthode de précontrainte « postmodifiée » avec ancrage aux extrémités. Spécifications des matériaux employés. Quantité réduite utilisée, d'où rapidité et économie de la construction. E. 19139. CDU 727.6 : 690.244 : 693.55.

## Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

### Fed la Alimentation en eau.

249-55. La nouvelle installation de traitement des eaux de Vienne-Inzersdorf (Die neue kläranlage in Wien-Inzersdorf). Oesterr. Bauztg., Antr. (16 fév. 1952), n° 7, p. 6-7, 6 fig. — Installation desservant 470 ha occupés par environ 100 000 habitants. Premier stade de construction prévu pour 100 litres/s, débit porté dans le deuxième stade à 200 litres. Description de l'installation; dimension du canal d'amenée. Circuit de l'eau : grilles, décanteur, cuve distributrice, puits, réservoirs de dépôt, station de pompage. Fonctionnement des divers éléments de l'installation. E. 19314. CDU 628.515 : 628.15.

250-55. Aqueduc souterrain de grande longueur en béton armé (A long concrete culvert). Congr. Constr. Engng., G.-B. (fév. 1952), vol. 47, n° 2, p. 67-69, 3 fig. — La longueur de cet aqueduc souterrain est de 1 184,5 m. De section rectangulaire, sa largeur est de 1,5 m sur une longueur de 375 m, de 2 m sur 326 m et de 2,8 m sur 483 m. La hauteur est uniformément de 1,2 m. Les épaisseurs des parois varient de 0,2 à 0,3 m. Détails de construction. Coffrages. Mise en place. E. 19216. CDU 628.15 : 693.55.

251-55. Emploi de l'acier dans les conduites forcées (Impiego dell'acciaio nelle condotte forzate). CECCHI (D.); Costr. Metall., Ital. (nov.-déc. 1951), n° 6, p. 21-26, 11 fig. — Évolution de la technique des conduites forcées en acier de grand diamètre depuis la guerre. Développement du soudage à l'arc électrique. Choix des aciers et soins à apporter à l'exécution du soudage et du recuit pour obtenir une résistance égale à celle du métal de base. Photographie montrant l'homogénéité de ces soudures et exposé des résultats d'épreuves de résistance. Technique des anneaux de blindage; progrès effectués. E. 19028. CDU 628.15 : 691.71 621.791.

252-55. L'eau à la campagne. L'élévation mécanique de l'eau dans les installations domestiques. IV. GARRIGOU; Chaud-Froid, Fr. (jan. 1952), n° 61, p. 65, 67, 69, 71, 5 fig. — Utilisation des éoliennes et du béliet hydraulique. Types d'installation. E. 18881. CDU 628.15 : 728.6.

### Fed m Hygiène publique.

253-55. La station d'épuration de la région versaillaise. LEGRAND (J. C.); Travaux, Fr. (mars 1952), n° 209, p. 75-89, 21 fig. — Description des travaux de la station épuratrice du « Carré de réunion », destinée à l'assainissement de l'agglomération versaillaise groupant 100 000 habitants. Étude de la capacité de la station. Choix du système d'épuration par boues activées. Description des ouvrages de prise de l'effluent et d'évacuation des eaux d'orage, d'écoulement et de dessablement, de décantation primaire, d'épuration biologique par bassins d'aération, clarification, circuit des boues activées. Traitement et élimination des boues. Mode d'exécution des travaux. Exploitation. E. 19416. CDU 628.3 : 628.348.

254-55. Étude des systèmes d'égouts (Design of sewer systems). Constr. Rev., Austral. (déc. 1951), vol. 24, n° 8, p. 28-36, 11 fig., 5 réf. bibl. — Trois types d'égouts : les égouts pour eaux pluviales, les égouts pour eaux-vannes et les égouts combinés. Choix du type à adopter. Étude des conditions de terrain et des conditions d'utilisation. Exemples de problèmes posés. Solutions. Égouts coulés sur place, en béton armé. E. 19376. CDU 628.3.



## Fed n Génie rural. Irrigations.

255-55. Les travaux d'extension du canal du Verdon pour l'irrigation de la Provence. GAIN (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1-2, p. 41-48, 16 fig. — Description du « Projet Rigaud » destiné à emmagasiner les eaux excédentaires du Verdon, ainsi que les eaux pluviales du bassin de l'Infernét. Description des ouvrages : prise d'eau, barrage de Bimont. Exécution des travaux. E. 19401.

CDU 631.6 : 626.1.

## Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

### Fib ja Mines et carrières.

256-55. Le béton dans l'exploitation minière (Concrete in mining). THOMSON (A. G.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 jan. 1952), vol. 26, n° 1, p. 16-19, 21, 7 fig. (tiré de : « Mining J. »). — Le béton, en raison de ses propriétés de résistance, de durée, de rigidité, d'imperméabilité et de résistance au feu, trouve de plus en plus d'applications dans les mines, tant pour les constructions souterraines que pour les ouvrages en surface. Exemples d'applications du béton dans diverses exploitations minières. Emploi du béton préfabriqué. E. 19341.

CDU 622 : 693.54 : 693.057.1.

### Fib je Industrie.

257-55. Critère pour l'établissement des plans des constructions industrielles (Criteri di impostazione delle costruzioni industriali). BONADE-BOTTINO (V.); *Atti Rass. tec.*, Ital. (oct. 1951), n° 10, p. 289-294. — Directives pour la construction des installations industrielles, sous le rapport de la conception architecturale, de l'établissement du projet, du plan régulateur, de la coordination des travaux de chantier, de l'urbanisme, des éléments portants (métalliques ou en ciment armé), des installations thermiques et électriques, enfin du prix de revient. E. 19142.

CDU 725.4 : 693.97 : 693.55.

### Fib Dépôts de marchandises. Marchés.

258-55. Le nouveau chai à vin de la Chambre de Commerce de Rouen. BOUCHET (A.); *Chantiers*, Algér. (oct.-nov.-déc. 1951), n° 5, p. 27-32, 9 fig. — Description. Dispositions générales. Bâtiment principal. Détails de construction. Ouvrages annexes. E. 19533.

CDU 725.35.

### Fib m Commerce. Finances.

259-55. Bâtiment pour bureaux. Hemel Hempstead. New Town (Office building, Hemel Hempstead. New Town). *Architect*, G.-B. (21 fév. 1952), vol. 201, n° 4340, p. 224-232, 24 fig. — La construction de ce bâtiment est caractérisée par le fait que chaque plancher est établi en porte-à-faux sur deux rangées de piliers disposés de part et d'autre d'un couloir central. Les poutres en porte-à-faux qui soutiennent les planchers sont des poutres préfabriquées en béton armé. Cette disposition permet d'obtenir un éclairage naturel optimum. Détails de construction. E. 19339.

CDU 725.23 : 690.25 : 693.057.1.

260-55. Bâtiment pour bureaux en béton armé. Dalles en briques creuses et contrôle du béton (A reinforced concrete office building. Hollow tile slabs and concrete control). *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (mars 1952), vol. 47, n° 3, p. 87-89, 3 fig. — Contrôle en vue de l'économie de ciment, opéré sur la construction d'un bâti-

ment à usage de bureaux à Orpington (Kent). Description générale du bâtiment. Hourdis creux en terre cuite. Méthode de construction. Contrôle du béton : fabrication du béton; dosage des constituants; nature du ciment et des agrégats. Résistance du béton en fonction de la granulométrie des agrégats. Constitution du béton pour les hourdis creux. Essais effectués sur le béton. Personnel ayant participé à l'étude et à la construction du bâtiment. E. 19591.

CDU 725.23 : 693.55.

261-55. Béton armé des nouveaux bâtiments de la Banque Cantonale Vaudoise. *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (23 fév. 1952), n° 4, p. 58-59, 4 fig. — Compte rendu d'essais sur modèle réduit d'un plancher champignon. E. 19371.

CDU 725.24 : 690.25 : 693.55.

### Fib n Production d'énergie. Barrages.

262-55. « Pore pressure » (Pression interstitielle). II (fin). TOYR (I.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (fév. 1952), t. 7, n° 2, p. 50-56, 13 fig. — Méthode d'estimation de la « pore pressure » dans un barrage compacté; méthode du « Bureau of Reclamation », méthode de Rufenacht. Description des piezomètres utilisés, cadence et exploitation des lectures. E. 19415.

CDU 627.8 : 532.5 : 620.15.

263-55. Un diaphragme protège le batardeau du barrage de « Chief Joseph » (Blister wall protects Chief Joseph cofferdam). *Constr. Methods*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 34, n° 2, p. 94-96, 4 fig. — Ce diaphragme est constitué par des châssis tubulaires préfabriqués ancrés dans la roche et recouverts de palplanches disposées sur la face amont des cellules formant le batardeau. La hauteur d'eau atteint en été 12 à 15 m et la vitesse du courant est de l'ordre de 10,6 m par seconde. C'est grâce au diaphragme de protection que le batardeau peut supporter de tels efforts sans défaillance. E. 19424.

CDU 624.15 : 627.8.

264-55. Le barrage de l'Oued Sarno. DORIA (A.); *Chantiers*, Algér. (oct.-nov.-déc. 1951), n° 5, p. 36-38, 4 fig. — Description des travaux du barrage de l'Oued Sarno de 610 m de longueur et 28 m de hauteur. E. 19533.

CDU 627.8.

265-55. Construction du barrage du « Chief Joseph » sur la Columbia River (Construction of Chief Joseph dam, across the Columbia River). BLOMBERG (R.); *Muck Shifter*, G.-B. (mars 1952), vol. 10, n° 3, p. 118-122, 5 fig. — Cet ouvrage du type barrage-poids possèdera un évacuateur de crues de 281,2 m muni de vannes à secteur de 12,2 × 11,7 m. La centrale qui y sera installée sera la plus longue du monde (610 m) et sera capable de fournir une puissance de 1 728 000 kW. Détails de construction. E. 19473.

CDU 627.8.

266-55. Le barrage d'Enchanet sur la Maronne (Cantal). MARY; *Tech. Trav.*, Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1-2, p. 49-64, 18 fig. — Description du barrage d'Enchanet en forme de voûte mince fortement inclinée vers l'aval. Détails de construction. Evacuateur de crues par galerie souterraine. Mode d'exécution des travaux. Ouvrages accessoires. E. 19401.

CDU 627.8 : 690.244 : 693.55.

267-55. Dispositifs modernes de fermetures de secours pour installations hydrauliques (Neuartige Notverschlüsse für wasserbauliche Anlagen). KNOETZLEIN (D.); *Wasserwirtschafts-Anlagen*, All. (5 fév. 1952), n° 5, p. 177-179, 9 fig. — Comparaison entre les anciens systèmes qui demandent du temps et de la main-d'œuvre et les nouveaux systèmes. Constitution des nouveaux dispositifs; méthodes de mise en œuvre. Systèmes de fermetures de secours dans le cas de niveaux variables. Mise hors d'eau des dispositifs. Cas particuliers des barrages sur la Lahn. Comportement des nouveaux dispo-

sitifs de fermeture pendant leur service : cas des usines de production d'énergie. E. 19377.

CDU 627.8.

268-55. Les travaux souterrains de la chute de Treignac sur la Vézère. GUIGNARD; *Monde souterr.*, Fr. (oct.-déc. 1951), n° 67-68, p. 604-607, 9 fig. — Description des travaux de construction de galeries et d'une usine souterraine, dans des granulites de consistances diverses. Critique des méthodes d'exécution : boisages classiques, cintres métalliques circulaires, cofrages métalliques télescopiques, moyens d'extraction, etc. E. 19453.

CDU 627.8 : 624.19.

269-55. Galerie de dérivation de la Rhue dans la retenue du barrage de Bort. BARGE; *Monde souterr.*, Fr. (oct.-déc. 1951), n° 67-68, p. 608-612, 5 fig. — Principes de l'aménagement. Caractéristiques de la galerie de 12 093 m débitant 50 m³/s. Description des travaux : travaux préparatoires et installation de chantier, alimentation en énergie électrique, matériels de perforation, marinage, cintres de soutènement, carrières et ballastières, stockage du ciment, usine à béton, mise en place du béton. Rendement obtenu. Essais divers. E. 19453.

CDU 627.8 : 624.19.

270-55. La galerie dans l'anhydrite de la chute de la Courbaisse-Massoins. CABANUS (M.); *Monde souterr.*, Fr. (oct.-déc. 1951), n° 67-68, p. 617-619, 10 fig. — Caractéristiques générales de la chute de la Courbaisse-Massoins. Conception générale de l'aménagement. Hypothèses géologiques initiales. Structure géologique réelle. Rencontre d'une roche à forte teneur en anhydrite. Traversée de la zone d'anhydrite par une galerie visitable comportant une conduite métallique. E. 19453.

CDU 627.8 : 628.15 : 624.19.

## Fid VOIES DE COMMUNICATION

### Fid ja Routes.

271-55. Dictionnaire technique routier en six langues. Éd. : Association Internationale Permanente des Congrès de la Route, Paris (1951), 1 vol., 317 p. — Voir analyse détaillée B-611 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19428.

CDU 625.7/8 (02).

272-55. Recherches sur les défauts des fondations de routes (Untersuchungen bei Versagen der Strassen Gründung). HEIMBUCHER; *Strassen-Tiefbau*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 17-19, 4 fig., 1 réf. bibl. — Communication technique sur l'article de W. A. LEWIS : « The investigation of road foundation failures », paru dans « Road Res. tech. Pap. n° 21, du Depart. sci. industr. Res., Road Res. Labor. », Harmondsworth, West Drayton, Middlesex, G.-B. — Nécessité d'effectuer les essais sur le revêtement et sur l'infrastructure. Causes des déformations du sol sous-jacent. Nécessité de connaître l'historique des routes soumises aux essais; d'effectuer aussi bien ces essais sur les parties défectueuses que sur les parties normalement conservées. Essais appliqués au sol sous-jacent. Exemples intéressants. Importance économique des essais ainsi relatés. E. 19156.

CDU 625.731 : 624.131 : 620.1.

273-55. Construction de la rampe Sud de la route du col d'Albis (Vom Ausbau der Südrampe der Albispas-Strasse). KRONAUER (M.); *Hoch-Tiefbau*, Suisse (23 fév. 1952), n° 8, p. 59-62, 11 fig.; (1er mars 1952), n° 9, p. 67-69, 8 fig. — Données sur le tracé et la construction de l'ancienne route d'Albis, entre Zurich et la Suisse Centrale. Modifications apportées au revêtement initial pour répondre au trafic automobile. Travaux exécutés en 1938, sur la rampe Nord. Travaux destinés à éviter les éboulements : drainage et évacuation des eaux, efficacité des puisards, évacuation des eaux de ruissellement. Surface des prairies et des



forêts drainées pour la protection de la route. Travaux effectués en 1949-1950, tendant à la rectification d'un tronçon de 2,1 km entre Riedmatt et Escherrank en passant par le col. Difficultés rencontrées dans les régions menacées d'éboulements. Conditions de pente de la rampe Sud. Nécessité d'adapter le profil en long avec les conditions locales de chaque tronçon. Difficultés résultant des conditions géologiques. Chaussée surélevée de 6 000 m<sup>3</sup> de terre. Dégâts provoqués par les pluies durant les travaux. Murs d'épaulement. Coût d'exécution des divers travaux. Entreprises ayant exécuté les travaux. E. 19412, E. 19365.

CDU 625.731 : 624.152.

274-55. Étude de l'état des chaussées en béton, en Pologne (Badanie stanu nawierzchni betonowych w Polsce). KOBYLENSKI (A.), MACIEJEWICZ (W.), ZIELINSKI (J.); *Inst. Badaw. Budown.*, Pol. (1947), n° 9 : sér. F n° 1, 8 p., 7 fig. — Résultats de recherches effectuées sur 21 km de route Lowicz-Kutno-Krosniewice. Vérifications des trous de contrôle permettant d'apprécier l'usure en profondeur de la chaussée. Compte rendu et tableaux complets de mesures. Résultat : usure moyenne annuelle : 0,6 mm. Les normes actuelles utilisées se sont révélées excellentes. La chaussée établie sur un ancien macadam peut avoir 22 cm d'épaisseur, la couche de sable de nivellement ne doit pas dépasser 12 cm. E. 17439.

CDU 625.84 : 693.54.

275-55. Imprégnation des macadams à l'eau à l'aide de cut-backs très fluides. PAVAUX; *Rev. gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (oct. 1951), n° 237, p. 39-44, 47-51, 27 fig., 1 réf. bibl. — Étude des qualités d'aptitude à l'imprégnation présentées par certains matériaux. Exposé d'une méthode expérimentale simple. Résultats obtenus sur chaussée. Conclusions pratiques. E. 19094.

CDU 625.85 : 691.161.

276-55. Bétons et mortiers hydrocarbonés à chaud et à froid. Conception des bétons pour routes et aérodromes et des bétons pour masques étanches. Règles pratiques de composition; prévention et protections contre les effets des ambiances agressives, des mouvements d'infrastructure et des charges dynamiques. I. DURIEZ (M.); *Travaux*, Fr. (mars 1952), n° 209, p. 93-102, 6 fig. — Point des études et expériences sur les mortiers et bétons hydrocarbonés et règles d'ordre pratique concernant la composition et la mise en œuvre de ces matériaux. Bétons bitumineux compacts préparés et mis en œuvre à chaud : compositions granulométriques; dosage en bitume et influence de la teneur en filler, règles pratiques de détermination du dosage en liant. Cas particuliers des bétons de routes et d'aérodromes, causes d'altération et de dégradation, préventions et remèdes. E. 19416.

CDU 625.85 : 691.161.

277-55. L'autoroute (Die Autobahn). MILKE (H.); *Strassen-Tiefbau*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 3-5. — Différents types de revêtements pour autoroutes : béton de ciment de 22 cm d'épaisseur; béton d'asphalte ou d'asphalte et de goudron; empierrement. Expérience acquise sur l'autoroute de Francfort à Darmstadt. Statistique relative aux autoroutes allemandes. Bonne tenue des revêtements de béton. Procédés d'exécution des revêtements; précautions à prendre; matériaux à rejeter. Comparaison des revêtements de béton et des revêtements « noirs ». E. 19156.

CDU 625.75.

278-55. Études sur la visibilité nocturne (Studies in night visibility). *Highw. Res. Board*, U. S. A. (nov. 1951), n° 43, IV + 51 p., 39 fig., 22 réf. bibl. — D. R. HOPPE, A. R. LAUER : Facteurs influant sur la perception du mouvement relatif et de la distance entre véhicules, la nuit; relation d'essais effectués sur route (trois séries d'essais) et au laboratoire; équipement des voitures servant aux essais; résultats des essais, donnant les temps de perception

et l'estimation des distances sous divers éclairages; équipement du laboratoire. Comparaison entre les résultats obtenus sur route et au laboratoire. J. E. UHLANER, I. A. WOODS : Étude effectuée dans l'Armée américaine de la relation entre l'acuité visuelle de jour et l'acuité visuelle dans l'obscurité; dispositifs utilisés pour les essais; résultats obtenus. J. H. HAVENS, A. C. PEED : Essais sur le terrain et au laboratoire des matières réfléchissantes recouvrant les signaux placés le long des routes; mesure des indices de réfraction; durabilité des matières; description et résultats des essais. A. R. LAUER : Étude de l'effet de certains filtres lumineux sur l'acuité visuelle, avec ou sans éblouissement; méthode des essais; étude des résultats; appareillage utilisé. E. 18827.

CDU 625.746 : 696.93.

279-55. Nouveaux chasse-neige (Neue Schneeräummaschinen). CROCE (K.); *Strassen-Tiefbau*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 9-11, 8 fig., 1 réf. bibl. — Description de nouvelles machines très utilisées en Allemagne. Machines pour la neige molle, attaquant de front la neige et la rejetant sur les côtés; anciens types à pales droites, nouveaux types à ailettes en forme de pelles creuses. Machines permettant d'attaquer diverses sortes de neige. Petits chasse-neige guidés à la main. E. 19156.

CDU 625.746 : 699.8 : 625.8.

## Fid I Voies maritimes.

280-55. Conceptions nouvelles des cales de radoub et des écluses. CAQUOT (A.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (fév. 1952), n° 241 (Technique générale de la construction, n° 11), 12 p., 6 fig., 1 pl. h. t. (résumé anglais). — La conception moderne des cales de construction de navires et des écluses est illustrée par les exemples de la cale de Saint-Nazaire et de l'écluse de Donzère. A Saint-Nazaire, on a supprimé le lancement avec lubrifiant sur ber et la sujétion de construction sur plan incliné en construisant le bâtiment à la cote + 3 m dans une enceinte étanche, constituée par les bâtiments d'usinage et les magasins, et que l'on peut remplir par pompage pour amener ensuite le navire dans une souille latérale à la cote — 8 m, fermée par une porte en voile métallique circulaire travaillant à la traction. A Donzère, l'écluse de 24 m de chute, comporte un remplissage par le fond et le système des portes amont et aval est inspiré de celui de Saint-Nazaire. En particulier, la porte aval équilibrée par contrepoids est relevée par treuils derrière un rideau fixe sous lequel passent les bateaux. Discussion. E. 19494.

CDU 627.364 : 626.41.

281-55. Cale sèche « Captain Cook » à Sydney (Captain Cook graving dock, Sydney). MEHAFFEY (M. W.); *J. Inst. Engrs Austral.*, Austral., déc. 1951, vol. 23, n° 12, p. 222-229, 10 fig. — Cette cale sèche mesure 305 × 45 × 13,7 m. Elle comprend à l'entrée un quai Est et un quai Ouest, un bassin extérieur et la cale sèche proprement dite ou bassin intérieur. Les travaux ont commencé en 1940 et ont été terminés en 1945. Procédé de construction. Différentes étapes des travaux. Prix de revient. E. 19379.

CDU 627.361.

282-55. La jetée Nord de Mers-el-Kébir (The North jetty at Mers-el-Kebir). MUCK SHIFTER, G.-B. (mars 1952), vol. 10, n° 3, p. 104-106, 3 fig. — Les assauts de la mer contre la jetée primitivement construite dans la baie de Mers-el-Kébir, ont conduit, à plusieurs reprises, à en modifier la section transversale. Dernières modifications apportées à la suite des destructions dues aux tempêtes de 1948, après de nombreux essais sur maquettes. E. 19473.

CDU 627.3 : 621.1.

283-55. La force des vagues sur les brise-lames (Wave forces on breakwaters). HUDSON (R. Y.); *Proc. A. S. C. E. (Hydraul. Div.)*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 78, sépar. n° 113, 22 p., 6 fig., 21 réf. bibl. — Exposé des théories

habituellement employées pour déterminer la grandeur et la répartition des efforts exercés par les vagues sur les différents types de brise-lames. Comparaison et choix de la meilleure théorie. Comparaison des résultats obtenus avec les résultats d'expériences. Il y a lieu de poursuivre les recherches de façon à obtenir des données suffisantes pour l'établissement économique et sûr des brise-lames. E. 19284.

CDU 627.3 : 539.37 : 518.5.

## Fid P Voies aériennes.

284-55. L'aéroport de Zurich-Kloten. *Rev. gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (oct. 1951), n° 237, p. 22-27, 14 fig. — (Traduction d'une conférence de W. BUSCH, Zurich, 7 sep. 1950). — Historique des projets. Projet d'exécution avec pistes de 1 900 m, 1 935 m et 2 600 m. Étapes de la construction. Difficultés dues au terrain. Revêtements en béton de ciment. Superstructures, aérogare, ateliers et hangars. Installations électriques. E. 19094.

CDU 629.139 : 725.39.

285-55. Les hangars circulaires en béton armé de l'aérodrome de Grimbergen-lez-Bruxelles. DUBOURG (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (jan.-fév. 1952), n° 1-2, p. 29-34, 18 fig. — Description d'un type de hangar de forme champignon, ayant 50 m de diamètre extérieur et 7 m de hauteur. La toiture est en porte-à-faux de 14 m et entoure un dôme central de 22 m de diamètre reposant sur quatre pilastres. Le porte-à-faux est en forme de tronc de cône renversé. Détail de la note de calcul. E. 19401.

CDU 629.139.2 : 725.39 : 693.55.

286-55. Les nouveaux hangars de Marignane. *Tech. Arch.*, Fr. 11<sup>e</sup> série, n° 3-4, p. 91-93, 8 fig. — Description des hangars de 101,5 m de portée et 19 m de hauteur libre. Les poutres en bow-strings de 12 m de flèche supportent la couverture en voile mince à double courbure. L'ensemble construit au sol a été relevé de 19 m par vérins. E. 19535.

CDU 629.139.2 : 725.39 : 693.55.

## Fif OUVRAGES D'ART

### Fif j Souterrains.

287-55. Le tunnel principal d'accès à l'aéroport de Londres (The main access tunnel at London Airport). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (mars 1952), vol. 47, n° 3, p. 91-96, 5 fig. — Dimensions du tunnel. Division du tunnel en voies pour véhicules et passages pour piétons et cyclistes. Constitution du radier du tunnel. Importance des terrassements; leur exécution. Protection du radier par revêtement bitumineux. Exécution du bétonnage du sol. Pose des collecteurs de drainage. Machines utilisées dans la construction du tunnel. Exécution de la voûte du tunnel. Particularités des extrémités du tunnel. Rapidité d'avancement des travaux. E. 19591.

CDU 624.19 : 625.7/8 : 629.

### Fif I Soutènements.

288-55. Mur de soutènement avec parement en dalles préfabriquées (A retaining wall with precast slabs). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (fév. 1952), vol. 47, n° 2, p. 63-64, 1 fig. — Pour remplacer un ancien mur de soutènement en partie effondré, on a construit un nouveau mur d'une hauteur d'environ 9,1 m comportant des nervures verticales en béton espacées de 4,6 m d'axe en axe et reliées à la base par une poutre continue en béton armé reposant sur la roche. Utilisation de dalles préfabriquées en béton pour former le parement du mur. E. 19216.

CDU 624.152 : 693.55.

## Fif m Ponts.

289-55. Le pont sur le Wouri. I. CAROUGEAU (E.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (fév. 1952), t. 7, n° 2, p. 35-41, 13 fig. — Projet de pont sur le Wouri qui reliera le port de Douala à toute la région nord du Cameroun. Intérêt de la construction et choix de l'emplacement eu égard au sol de fondation. Mise au concours de l'ouvrage. Caractéristiques des solutions proposées; pont en béton armé de 1 600 m à huit travées de 33 m et quatre vingt-une travées de 16,5 m; pont à sept travées indépendantes métalliques de 46 m et estacade en béton armé, pont en béton précontraint à trente-quatre travées de 45 m et deux groupes de deux cantilevers. Décision de la commission. E. 19415.

CDU 624.2/8.

290-55. Deux ponts-routes en béton avec armatures en acier à haute résistance (Two highway bridges with high-grade steel reinforcement). HOLMBERG (A.); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 247-252, 7 fig. (résumés allemand et français). — Description de ces deux ouvrages armés avec de l'acier à 70 kg/mm<sup>2</sup>. Ancrage des armatures avec des anneaux de Forsell permettant des contraintes élevées et une construction économique. E. 19584.

CDU 624.27 : 693.55 (061.3).

291-55. La pénurie d'acier intervient dans la construction d'une route forestière (Steel shortage met on forest road). MERRIDITH (W. K.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (24 jan. 1952), vol. 148, n° 4, p. 44, 2 fig. — En raison de la pénurie d'acier, utilisation du bois lamellaire pour la construction de différentes pièces d'un pont. Les poutres en bois ont été traitées à l'huile de pétrole et à la créosote afin d'assurer à ces poutres une durée de quarante à quarante-cinq ans. La contrainte admissible a été portée à 189 kg/cm<sup>2</sup> en raison de l'emploi du bois lamellaire et de l'absence de nœuds. Mise en place. E. 19313.

CDU 624.27 : 694.11.

292-55. Poutre caisson sur supports de grande hauteur (Box girder on stilts). REID (H. E.), LOVERING (Ph. H.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (7 fév. 1952), vol. 148, n° 6, p. 28-31, 5 fig. — Le nouveau viaduc construit dans l'île de Manhattan est composé de 18 travées de 20,1 m de portée chacune. Il est constitué par des poutres caissons continues supportant une chaussée de 7,9 m de large à deux voies de circulation et deux trottoirs de 1,2 m. Les poutres caissons reposent sur une seule rangée de piliers dont la hauteur atteint jusqu'à 18,9 m et dont le diamètre n'est que de 2 m. Détails de construction. E. 19263.

CDU 624.27 : 690.237.22 : 693.55.

293-55. Un pont en poutres caissons en béton remplace un ouvrage ancien à Duvall. Washington (Concrete box-girder bridge replaces obsolete structure at Duvall, Wash.). HADLEY (H.

M.); *Civ. Engng*, U. S. A. (fév. 1952), vol. 22, n° 2, p. 32-34, 6 fig. — Ce pont comporte des travées formées par des poutres caissons à trois âmes de 6,1 m de large et 2,1 m d'épaisseur. Elles supportent une chaussée de 7,3 m et deux trottoirs de 0,8 m. Les poutres sont supportées par des piliers de 5,7 × 0,6 m. Détails de construction. E. 19445.

CDU 624.27 : 690.237-22.

294-55. Pont en béton armé sur le fleuve Barakar (Reinforced concrete bridge across the river Barakar). PAREKH (C. M.); *Indian. Concr. J.*, Inde (15 jan. 1952), vol. 26, n° 1, p. 4-9, 9 fig. — La longueur totale du pont est de 204,6 m; il comporte cinq travées principales de chacune 28 m et deux travées latérales de 22,4 m. La largeur de la chaussée que supporte ce pont est de 7,3 m. Ce pont en béton armé du type cellulaire allie la solidité à la légèreté. Détails des travaux de fondation et de construction. Essais du pont terminé. E. 19341.

CDU 624.27 : 625.7 : 693.55.

295-55. Rapport succinct sur les trois ponts de la route nationale à grand trafic du district de Cuttack (A brief report on the three bridges on the national highway in Cuttack division). GUPTA (S. N.); *Indian. Concr. J.*, Inde (15 jan. 1952), vol. 26, n° 1, p. 14-15, 2 fig. — Le pont de Kathiyuri, en béton armé, est composé de dix-sept travées égales de 48,8 m et de deux travées latérales de 16,5 m. Le pont de Kuaklai, également en béton armé, comprend quinze travées égales de 32,3 m et deux travées latérales de 16,1 m. Longueur totale 517,3 m. Celui du canal Taldanda est un pont combiné en béton armé et maçonnerie, d'une longueur totale de 96,7 m. Il comporte une travée principale de 31,4 m et deux travées symétriques en porte-à-faux. E. 19341.

CDU 624.27 : 625.7 : 693.55.

296-55. Une nouvelle conception des ponts soudés. AMSTUTZ (A.); *Ossature métall.*, Belg. (fév. 1952), n° 2, p. 71-72, 2 fig. — Description d'un projet de pont soudé primé à un concours aux États-Unis. Pont de 76,2 m de portée comportant deux arcs à section circulaire à deux articulations raidies par une seule poutre à section semi-circulaire située sous le tablier dans l'axe du pont. Tablier en tôle pliée dont les ondulations sont remplies de béton. E. 19699.

CDU 624.27 : 621.791.

297-55. Réparation d'un pont en arc au moyen de ciment expansif (Reparacion de un puente en arco mediante cemento expansivo). *Hormigon Elastico*, Argent. (nov. 1951), n° 11, p. 30-31, 3 fig. — (Tiré de : « Concr. Constr. Engng », avr. 1951). — Réparation du pont de Saint-Julien, en arc cellulaire de 100 m de portée, présentant des fissures près du départ gauche à la suite du tassement d'une pile provisoire. Remplacement d'un segment de l'arc par un segment de ciment expansif maintenu

12 jours sous une couche d'eau, suivant le projet de H. LOSSIER. E. 18915.

CDU 624.6 : 690.593.

298-55. Stabilité verticale des arches de ponts (Om brobaagars stabilitet i vertikalplanet). BERGSTRÖM (S. G.); *Stat. Kommit. Byggnadsforsk.*, Meddel., Suède (1951), n° 19, 191 p., 100 fig., 97 réf. bibl. (résumé anglais). — Calcul des valeurs caractéristiques dans le cas d'une compression centrale; calcul des accroissements de moments dus aux déformations élastiques par flexion composée; calcul de la charge de rupture sous flexion composée en tenant compte des déformations plastiques. Discussion. E. 19475.

CDU 624.6 : 690.236 : 518.5.

299-55. Données nouvelles sur le calcul des ponts suspendus (Some new points of view in calculating suspension bridges). PATER (A. D. de); *Mém. A. I. P. C.*, Suisse (1951), vol. 11, p. 41-110, 40 fig., 16 réf. bibl. (résumés allemand et français). — On montre qu'un pont suspendu à une seule travée, avec poutre raidisseuse complètement ou partiellement flexible, ne convient pas pour le trafic ferroviaire. Calcul de l'effort de traction dans les câbles et des flèches de la poutre raidisseuse. Moyen de tenir compte des déformations horizontales des câbles. Étude des problèmes dynamiques des oscillations propres et des oscillations forcées d'un tel pont. Détermination de la vitesse critique provoquant le maximum de contraintes dans les câbles et de flèches dans la poutre. E. 19584.

CDU 624.5 : 518.5 (061.3).

300-55. La sécurité des ponts suspendus. Les dégâts dus au vent sur le pont de la Golden Gate ont accéléré l'étude de son renforcement (Suspension bridge safety. Wind damage to Golden Gate bridge prompts studies of strengthening). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (7 fév. 1952), vol. 148, n° 6, p. 19, 27. — Mesures envisagées pour éviter la répétition des déplacements enregistrés au cours de la tempête du 1<sup>er</sup> décembre 1951, sous l'effet de vibrations à la fréquence de 8,4 cycles par minute, dues à un vent de 111 km à l'heure qui sévit pendant près de 3 heures. Il est possible qu'un vent plus fort puisse se produire; mesures envisagées, tendant à raidir l'ouvrage et à amortir ses vibrations. E. 19263.

CDU 624.5 : 533.6 : 690.593.2.

301-55. Protection des ponts contre l'humidité (Zabezpieczenie mostow przed zawilgoceniem). PNIKOWSKI (J.); *Inst. tech. Budowl.* (Minist. Budown.), Pol. (1950), n° 80 : sér. G n° 2, 8 p., 14 fig. — Couches isolantes, leur forme, suivant les matériaux de la chaussée (pavé, asphalte, béton). Matériaux isolants : asphalte, plomb, cuivre, zinc, émulsion d'asphalte. Méthodes de pose des couches isolantes : en feuilles de plomb, en carton bitumé. Protection de cette couche isolante. Nombreux croquis en coupe. E. 17443.

CDU 624.21 : 691 : 699.82.

## II. — TRADUCTIONS

## D'ARTICLES TECHNIQUES EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique, moyennant une participation aux frais de traduction fixée forfaitairement à 300 F la page dactylographiée du format normal.

318. Influence de la forme des vides des briques creuses sur leur pouvoir isolant (Der Einfluss der Formgebung auf den Wärmeschutz von Gitterziegeln). CAMMERER (J. S.); *Ziegelindustrie*, All. (août 1951), n° 15, p. 484-486, 9 fig. — Exposé de la méthode employée pour rechercher le pouvoir isolant des briques creuses et résultats obtenus avec divers types de briques

à trous carrés en lignes droites, en nids d'abeilles (trous en hexagone), à trous carrés en lignes obliques à 45°, à trous en losange, dont les cloisons sont inclinées, soit à 60°, soit à 77,5° sur la direction du flux thermique. E. 19409, 8 p.

319. De l'utilisation de la vitesse du son dans le béton pour la détermination de ses autres propriétés (Om anvendelse af lydshastighed i

béton til bestemmelse af dens ovrigt egenskaber). ANDERSEN (J.), NERENST (P.); *Beton Jernbeton*, Danm. (sep. 1950), n° 2, p. 59-86, 20 fig., 17 réf. bibl. (résumé anglais). — Rappel de la méthode dynamique de détermination de la vitesse du son dans les corps solides; recherches exécutées qui permettent d'évaluer le coefficient d'élasticité du béton et de chercher



la relation entre la vitesse du son et les autres propriétés du béton : méthode de durcissement, résistance à la compression, résistance à la flexion. En appendice : principes théoriques de la méthode dynamique, calcul de la vitesse du son, variation de la vitesse du son avec le temps. E. 19410, 33 p.

321. Calcul des échangeurs de chaleur (Berechnung der Wärmeaustauscher). BOSNJAKOVIC (F.); Schweiz. Bauztg, Suisse (16 juin 1951), n° 24, p. 331-334, 8 fig.; (7 juil. 1951), n° 27,

p. 375-378, 10 fig. — Le calcul et l'étude des échangeurs de chaleur peuvent être simplifiés  $\Phi$  en se basant sur une caractéristique de fonctionnement. Application au calcul des échangeurs simples et composés; règle de commutation pour les appareils couplés et détermination des températures intermédiaires. E. 19411, 18 p.

322. Essais non destructifs du béton (The non-destructive testing of concrete). JONES (R.); Reinf. Concr. Rev., G.-B. (jan. 1951), n° 3,

p. 315-328, 5 fig., 5 réf. bibl. — Mémoire présenté à une réunion de l'Association du Béton armé, à Londres, et relatif à la recherche du rapport entre la qualité d'un béton et la vitesse d'une onde longitudinale provoquée par action dynamique. Application de la méthode au laboratoire; application de la méthode au chantier. Détermination du coefficient de Poisson. Relation de la discussion ayant suivi l'exposé. E. 19688, 15 p.

### III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>.

B-600. Le calcul intégral facile et attrayant. BESSIERE (G.); Ed.: Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1951), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol. (13,5 × 22 cm), VIII + 214 p., 52 fig. — Cet ouvrage initie au calcul intégral par une théorie élémentaire en partant de la notion de croissance considérée comme synonyme de dérivée. Notions de grandeurs constantes, de grandeurs variables. Fonctions et leur croissance; leur représentation algébrique. Mesure de croissance ou dérivée. Dérivées des puissances de  $x$ . Dérivées des sommes, de produits, de quotients. Courbe intégrale; courbe dérivée; variations des fonctions. Dérivées successives (avec une proposition de nouvelle nomenclature différentielle). Quelques artifices de calcul (fonctions de fonctions). Quelques problèmes sur les maxima et les minima. Méthode simple de dérivation des fonctions circulaires. Le nombre  $e$  et les logarithmes et leurs propriétés différentielles et intégrales. Notations différentielles de Leibnitz; application des différentielles aux calculs approchés. Théorie des fonctions primitives. Intégration immédiate. Autres méthodes d'intégration indéfinie. Intégration définie; planimétrie. Variables multiples; intégrales multiples. Équations différentielles; méthode de variation des constantes; intégration par dérivation. Compléments et curiosités (règle de l'Hôpital, formule du binôme, séries, fractions partielles). Tableau de formules usuelles. E. 19645.

B-601. Précis de corrosion. Une introduction à l'étude des réactions entre corps métalliques et non métalliques. EVANS (U. R.); Ed.: Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1952), 1 vol. (15,5 × 24 cm), XXII + 256 p., 86 fig., 165 réf. bibl. — (Traduit de l'anglais par G. DECHAUX). — Notice historique; notions préliminaires d'électrochimie. Croissance du film de corrosion et des réactions filmogènes; action de l'iode sur les métaux; teintes d'interférence; mesure de l'épaisseur des films; mécanisme de l'oxydation; lois de croissance; facteurs influençant la durée du service; attaque des métaux par l'oxygène dissous. Corrosion électrochimique avec et sans application de f.e.m.; courants vagabonds; corrosion aux points de contacts de métaux différents; corrosion dans les recoins. Corrosion par les acides et les bases; choix des matériaux pour l'industrie chimique. Influence de l'ambiance; attaque atmosphérique; corrosion des ouvrages métalliques enterrés; corrosion des métaux immergés et du métal soumis à l'eau animée d'un mouvement rapide. Influence des contraintes des déformations et de la structure sur la corrosion; fatigue sous cor-

rosion. Lutte contre la corrosion par emploi d'inhibiteurs solubles; principes de l'inhibition, inhibiteurs cathodiques, inhibiteurs anodiques, traitement inhibitif de l'eau dans l'industrie, procédés de décapage. Protection contre la corrosion au moyen de revêtements; réalisation de revêtements sur les métaux; mécanisme de la protection par revêtements; utilisation pratique des différents types de revêtements protecteurs. Interprétation statistique et mathématique; notions de probabilité. E. 19420.

B-602. Traité du béton armé. I. II. GUERIN (A.); Ed.: Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1952), 2 vol. (16 × 25 cm), t. 1 : vi + 314 p., 328 fig., nombr. réf. bibl., F : 2 600; t. 2 : rv + 300 p., 230 fig., nombr. réf. bibl., F : 2 750. — Cet ouvrage passe en revue les diverses théories actuellement existantes concernant le béton armé et non armé. Les principales questions traitées sont les suivantes : Tome I. Béton non armé : compression; traction; flexion; cisaillement; propriétés élastiques et plastiques. Béton armé : compression; traction; cisaillement; flexion. Expérimentation : déformation, fissuration; rupture. Tome II. Calcul des pièces comprimées; frettage; flambement; compression localisée; articulations. Calcul des pièces tendues; enveloppes. Flexion simple; sections rectangulaires; sections en T; sections circulaires, etc. Calcul à la rupture. Flexion composée; traction et compression composée. Flexion déviée. Calcul des étriers et barres relevées; effort tranchant; cercle de Mohr. Calcul de la torsion; calcul du poinçonnement. Poutres-cloisons; calcul des flèches; dalles de formes diverses. Calculs hyperstatiques. E. 19643. 19644.

B-603. Menuiserie du bâtiment. Technologie professionnelle pratique. RIOLLOT (C.); Ed.: Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1951), 1 vol. (15 × 24 cm), 249 p., nombr. fig. — Ouvrage à l'usage des écoles techniques et professionnelles. Expressions techniques. Construction des plates-formes, chéneaux et corniches. Solivage, pose des lambourdes, planchers, parquets. Bâti-dormants, huisseries et leurs accessoires. Portes extérieures et intérieures des différents types; quincaillerie (paumelles, charnières, pentures, serrures, verrous, etc.). Croisées : châssis, vitrine, croisée suisse, croisée à la française, croisée vénitienne, porte de balcon, porte-croisée, vasistas, etc.; ferrage et pose. Volets; persiennes. Lambris. Frontons et moulures. Plafonds. Maisons en bois préfabriquées. Escaliers; leur terminologie; règles fondamentales de leur construction; exécution de l'épure; balancement des marches; assem-

blages; procédés d'exécution. Arçets; appareils divers. Estimation d'un travail de menuiserie. Normalisation de la menuiserie. E. 19646.

B-604. Les bois de construction. FROMENT (G.); Ed.: Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), 1 vol. (16 × 25 cm), 245 p., 141 fig., F : 1 700. — Cet ouvrage constitue un cours complet sur les bois d'œuvre à l'exclusion de ce qui est relatif à la constitution et à l'exécution des constructions. En ce qui concerne les caractéristiques, les propriétés et les essences des bois, seules sont données les notions nécessaires à la compréhension des questions de mise en œuvre. Partie I : caractéristiques technologiques (constitution, accroissement, anomalies), physiques (anisotropie, humidité, rétractibilité, densité, dilatation, conductibilité, durabilité) des bois, leurs propriétés mécaniques (compression, traction, flexion, résilience, cisaillement, dureté, élasticité, endurance, fluage); contraintes admissibles sous l'effet de diverses sollicitations; qualités et emplois des diverses essences de bois d'œuvre; traitements propres à assurer leur conservation (séchage, produits antiseptiques, ignifugation); préparation; transport; cubage des bois d'œuvre. Partie II : opérations de mise en œuvre des bois, leurs divers types d'assemblages, ferments et assemblages temporaires; fonctionnement; calcul des assemblages boulonnés, cloués, collés; constructions courantes et ouvrages remarquables réalisés en bois. Caractéristiques technologiques, chimiques et physiques des bois. Leurs propriétés mécaniques. Essences employées dans les travaux publics. Traitements de conservation des bois. Diverses opérations pour l'obtention des bois d'œuvre. Mise en œuvre des bois de construction. Différents modes d'assemblages, leur calcul. Bibliographie. E. 19062.

B-605. Béton armé. BIZOT (E.); Ed.: Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), 1 vol. (16,5 × 25 cm), 264 p., 192 fig., F : 1 200. — Généralités sur le béton armé. Historique du béton armé, ses avantages, ses applications; étude des constituants et leurs propriétés; propriétés du béton armé; dispositions pratiques dans le béton armé; sa mise en œuvre. Calcul du béton armé; compression uniforme; flambage; frettage; cas de la traction uniforme; calcul à la flexion simple ou composée des sections rectangulaires ou en T; calcul à l'effort tranchant; calcul des poutres-cloisons; cas des hourdis supportés sur quatre côtés; influence de la température et du retrait. Fondation sur semelles; radier général; pieux; murs de soutènement et barrages; planchers et



charpentes de bâtiment; planchers champignons; couvertures en shed; réservoirs surélevés; conduites; ponts; principes du béton précontraint; voiles autoportants. E. 19783.

B-606. **Béton armé. Flexion simple et composée. Nouveaux abaques.** COUDRÉ (A.), 44, rue Paul-Barruel, Paris; Ed.: Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1948), 4<sup>e</sup> éd., fasc. 1 (21 × 31 cm), 17 p., nombr. fig., F : 650. — Les neuf abaques présentés permettent d'évaluer la section économique, les armatures, les étriers des poutres rectangulaires ou en té. En annexe : dessin d'une règle à calcul pour la détermination des sections économiques des poutres et nervures. Abaques pour le calcul des planchers en hourdis creux, pour le calcul des poutres courbes et pour le calcul à la torsion des pièces rectangulaires. E. 19403.

B-607. **Les charpentes métalliques.** GUSTIN (E.); Ed.: Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), 1 vol. (16,5 × 26 cm), 242 p., 384 fig., F : 2 100. — Partie I : Matériaux mis en œuvre en charpente métallique; procédés d'assemblage. Différentes qualités d'aciers de construction, leur classification suivant profils; procédés d'assemblages par rivets, boulons, soudure. Partie II : Charpente métallique dans le bâtiment; constitution des planchers en solives et poutres; planchers industriels; ossatures métalliques des combles de différentes formes; pièces de support de la couverture; contreventements; construction des poteaux; ossature des murs et cloisons; couvertures posées sur charpente métallique. Partie III : Calcul des charpentés; formules usuelles de la résistance des matériaux; calcul des fermes de combles; calcul des poteaux sous l'effet des charges et du vent en fonction de leurs liaisons avec les fermes. Partie IV : Prescriptions des différents règlements en vigueur en France pour le calcul des constructions métalliques et l'évaluation des surcharges climatiques. Indications sur l'établissement d'une étude générale d'une charpente (notes de calculs, métré, devis) et sur la réception des travaux de charpente. E. 19727.

B-608. « Le monteur électricien ». **Les installations domestiques. I : Technique de l'appareillage.** LAGASSE (J.), LACOSTE (R.); Ed.: Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), t. 1, 1 vol. (13 × 18 cm), VIII + 126 p., 97 fig., F : 490. — Rappel de notions générales sur les différents courants électriques et la mesure de la puissance en alternatif. Chauffage des locaux par appareils à chauffage direct ou à action différée; choix des appareils; calcul des installations. Cuisine électrique; appareils de cuisson, appareils de conservation des aliments à froid (machines à absorption et machine à compresseur). Chauffage de l'eau; chauffe-eau à accumulation, chauffe-eau à circulation, etc. Accessoires du confort (aspirateurs, cirouises, machines à laver, etc). Éclairage par lampes à incandescence, tubes luminescents, tubes fluorescents. Moteurs et leurs applications dans les installations rurales pour le pompage et l'entraînement des machines agricoles. E. 19784.

B-609. **Notions fondamentales sur les vernis et peintures.** KIENZT (L.); Ed.: Gauthier-Villars, 55, quai des Grands-Augustins, Paris (1952), 2<sup>e</sup> éd., 1 vol. (17 × 25,5 cm), XIX + 234 p., 29 fig., 4 pl. h. t. — Historique; définition; généralités. Chapitre I : notions élémentaires de chimie et de physique. Chapitre II : matières premières des vernis et peintures; matières solides (gommes, résines synthétiques; esters et éthers celluloses; asphaltes; bitumes et brais); matières liquides (huiles siccatives et demi-siccatives, huiles non siccatives et plastifiants synthétiques, huiles de résines, plastifiants des produits bitumineux); siccatifs; produits volatils (solvants pour vernis gras, vernis phthaliques, vernis à l'essence, solvants pour vernis à alcool, solvants et diluants pour vernis celluloses); pigments. Cha-

pitre III : matières premières, fabrication, appareillage, principales appellations commerciales et utilisations des vernis gras et peintures aux vernis gras; vernis phthaliques et peintures aux vernis phthaliques; vernis à l'alcool et peintures au vernis à l'alcool; vernis à l'essence et peintures aux vernis à l'essence; vernis celluloses; peintures aux vernis celluloses; vernis et peintures bitumineux; peintures à l'huile; peintures émulsionnées; peintures à l'eau. Chapitre IV : lessives et décapants. Chapitre V : modes d'application des vernis ou peintures (à la brosse, au pistolet, au trempé, au couteau à enduire, au tampon, etc). Chapitre VI : méthodes d'essais et de contrôle des matières premières et des produits fabriqués; contrôle de la fabrication. E. 1.9601

B-610. **Comment lutter contre les bruits industriels.** KATEL (I. E.); Ed.: Société des Ingénieurs civ. de France, 19, rue Blanche, Paris, 1 broch. (15,5 × 24 cm), 12 p., 4 fig., 16 réf. bibl. — Influence du bruit sur le rendement du travail. Solutions efficaces contre la propagation du bruit et des vibrations. Évaluation de la somme des bruits de plusieurs sources. Niveaux de bruit admissibles dans les divers locaux. Résistivité acoustique des différents matériaux. Choix des isolants. E. 19629.

B-611. **Dictionnaire technique routier en six langues.** Ed.: Association Internationale Permanente des Congrès de la Route, 2, rue Paul-Cézanne, Paris (1951), 1 vol. (15 × 24 cm), 317 p. — Principaux termes employés dans la technique routière, en six langues : danois, allemand, anglais, espagnol, français et italien. Index alphabétiques, un pour chaque langue où chacun des termes porte un numéro d'ordre qui est le même, quelle que soit la langue. Vocabulaire dont les mots sont accompagnés d'une définition rédigée dans les six langues. Vocabulaire dont les mots sont simplement traduits dans les six langues sans définition. Dans les deux vocabulaires, chaque mot est affecté du même numéro d'ordre que dans les index alphabétiques. En se reportant aux numéros figurant dans l'index d'une langue, on peut retrouver dans les vocabulaires, les mots dont on recherche la traduction ou la définition dans les autres langues. E. 19428.

B-612. **Manuel du bâtiment. Fondations. Liant. Moellons.** Ed.: Bibliothèque Française, 33, rue Saint-André-des-Arts, Paris (1952), 1 vol. (11,5 × 18 cm), 367 p., 401 fig., F : 300. — (Collection « Savoir Travailler »). — Chapitre I : introduction à la géologie. Chapitre II : fondations et sols des fondations : fondations sur rigoles, semelles, pieux, puits; reconnaissance des sols; consolidation des terrains. Chapitre III : liants; agrégats. Chapitre IV : composition, confection, mise en place des bétons et mortiers. Chapitre V : définitions et généralités sur la limousinerie. Chapitre VI : différentes pierres françaises. Chapitre VII : exécution de la maçonnerie brute ordinaire en pierre; conduits de fumée incorporés; murs de soutènement. Chapitre VIII : appareillage en limousinerie et ses différents types. Chapitre IX : taille de la pierre. Chapitre X : maçonneries mixtes, en pierre de taille et moellons, en briques et moellons bruts des conduits de fumée; maçonneries d'agglomérés et de béton coulé entre coffrages et moellons bruts. Chapitre XI : tracés géométriques relatifs aux arcs et voûtes de tous systèmes; cintres. Chapitre XII : emploi des broches et lignes pour la délimitation des parements. Chapitre XIII : inconvénients de l'humidité dans les constructions; divers remèdes applicables. E. 19586.

B-613. **Palplanches métalliques Rombas.** Ed.: Cie Davum, 96, rue Amelot, Paris, 1 vol. (14 × 21 cm), 204 p., nombr. fig. — Cet ouvrage est un guide pour la construction des ouvrages en palplanches métalliques. Chapitre I : caractéristiques générales de trois types de palplanches : Larssen, Lackawanna et Rombas 400 G; diverses qualités d'aciers utilisés; dis-

positifs d'ancrage et de couronnement; leur résistance à la corrosion. Chapitre II : calcul des rideaux de palplanches : calcul des rideaux simples; calcul des charges verticales supportables par les pieux ou parois en palplanches; ouvrages en palplanches Larssen à module variable; calcul des batardeaux et de leurs étalements, des batardeaux à double paroi; calcul de la poussée et de la butée des terres par la méthode de Culmann. Chapitre III : battage des palplanches métalliques; engins de battage : moutons à simple effet; moutons à combustion interne; marteaux trépidateurs; casques de battage; sonnettes, etc.; description de la mise en œuvre des palplanches; procédés de battage; incidents (déversement ou entraînement); battage par injection; battage en terrain très dur; arrachage des palplanches. Chapitre IV : ouvrages exécutés tels que : murs de quai, protection de berges, construction de piles et culées, travaux maritimes, écluses, ducs d'Albe, etc. E. 19585.

B-614. **Champs thermiques et flux calorifiques. II : Méthodes procédant de l'étude graphique en régime variable.** VÉRON (M.); Ed.: Société française des Constructions Babcock et Wilcox, 48, rue La Boétie, Paris, (nov. 1951), Bull. tech., n° 24, p. 155-281, 42 fig., 3 pl. h. t., réf. bibl. — Suite de l'exposé synthétique de l'étude des champs thermiques et des écoulements calorifiques où l'on traite essentiellement des méthodes analogiques et grapho-analytiques applicables aux régimes variables et aux champs non stationnaires. Cette partie comporte trois chapitres. Chapitre IV : Étude analogique du régime variable limitée à l'analogie électrique par la méthode du modèle électrique de Beuken. Étude semi-différentielle des distributions successives du potentiel et de la propagation du courant électrique en régime variable dans un circuit linéaire qui fournit des résistances et capacités égales; analogie quantitative entre la propagation de la chaleur dans un mur à faces isothermes et la propagation du courant électrique dans un circuit linéaire en régime variable; analogie quantitative généralisée aux diverses formes de parois et de champs thermiques; réalisations actuelles de l'analyseur électrique de champs thermiques et flux calorifiques; avantages et inconvénients de l'expérimentation calorifique indirecte fondée sur l'analogie électrique. Chapitre V : Étude grapho-analytique du régime variable, par les méthodes dites de « l'influence » de A. Nessi et L. Nisolle, résolvant les problèmes de transmission de la chaleur en régime variable quelconque, à partir des caractéristiques propres au régime transitoire. Problème direct du flux de chaleur sur la face intérieure d'un mur ou dans un local résultant d'une évolution imposée a priori des températures des fluides intérieur et extérieur; problème inverse de l'évolution de la température du fluide sur la face intérieure d'un mur ou dans un local résultant d'une évolution imposée du flux de chaleur fourni sur cette face du mur ou dans le local, l'évolution de la température du fluide extérieur étant connue; notions (température équivalente sèche, chauffage d'un local en régime variable, températures virtuelles). Chapitre VI : méthodes graphiques complémentaires: méthode d'intégration graphique de J. Jacq; extension et perfectionnements des méthodes graphiques. E. 19502.

B-615. **Dictionnaire technique illustré. Chap. V. Matériaux.** REED (H. A.), GEDYE (N. G.); Ed.: Association internationale permanente des Congrès de Navigation, 155, rue de la Loi, Bruxelles, Belg. (1951), 1 vol. (21 × 28 cm), 204 p., nombr. fig. — Ce fascicule, récemment paru, contient dans les six langues recensées dans cette collection (anglais, français, allemand, espagnol, italien, néerlandais) le répertoire des mots spécialisés les plus usités dans le domaine des matériaux. Il est divisé en quinze sections : Pierres et matériaux pierreux.



Bois de construction : bois durs et tendres, liaisons, assemblages, charpentes, pavage, détérioration des bois. Métaux : éléments, alliages, procédés, outillage, montage, usinage, produits finis. Verre. Asphalte. Produits pétroliers. Huiles, peintures et produits conservatifs. Cordages et câbles. Chaux et ciments : dénominations, fabrication. Maçonnerie de pierre. Maçonnerie de briques. Béton. Béton armé. Pieux, pilots, Essais. E. 19648.

B-616. Normes de construction (Maisons d'appartements non comprises). Ed. : Société centrale d'Hypothèques et de Logement, Ottawa, Canada, 1 vol. (16 × 23 cm), 86 p., 9 fig. — Code des conditions minima visant les plans, la construction et les matériaux des bâtiments financés sous le régime de la loi nationale de 1944 sur l'habitation. Considérations générales; définitions de termes divers; conditions d'aménagement de l'emplacement; dimensions à respecter; règles relatives à l'éclairage et à la ventilation, à la protection contre l'incendie, à l'isolation phonique. Choix des matériaux et du mode de construction pour toutes les spécialités et corps d'état du bâtiment. E. 19465.

B-617. Théorie des solides parfaitement plastiques (Theory of perfectly plastic solids). PRAGER (W.), HODGE (Ph. G. Jr.); Ed. : John Wiley and Sons, 440 Fourth avenue, New-York, 16, U. S. A. (1951), 1 vol. (15,5 × 24 cm), x + 264 p., 90 fig., \$ : 5.50. — Concepts fondamentaux : contrainte; allongement; équations d'équilibre; relations simples contraintes-allongement; conditions de rupture; rapport contrainte-allongement dans le domaine plastique. Treillis et poutres : comportement du treillis simple du point de vue élastique et plastique; flexion d'une poutre à section droite rectangulaire. Torsion des barres prismatiques ou cylindriques : torsion élastique; répartition des contraintes entièrement plastiques; répartition des contraintes élastiques et plastiques; exemples; relation entre les théories de Saint-Venant-Von Mises et Prandtl-Reuss; torsion et traction composées. Allongement plan; problèmes de pièces symétriques par rapport à un axe : relations générales; matériau incompressible; déchargement et chargement répétés; écoulement plastique. Allongement plan; théorie générale : concepts généraux; propriétés géométriques des lignes de cisaillement. Conditions aux limites; construction approchée des lignes de cisaillement; champs de vitesses; familles de lignes de cisaillement droites; lignes limites; lignes de discontinuité. Allongement plan; problèmes d'espèce sur l'écoulement plastique. Déformation plastique; étude des limites : analogie avec les plaques; étude analytique; application du principe du travail virtuel; solutions de Saint-Venant-Von Mises; écoulement plastique d'un matériau de Prandtl-Reuss. Principes extrêmes : tenseurs cartésiens; principes extrêmes de la théorie de Von Mises, de la théorie Prandtl-Reuss; étude des limites; remarques sur l'application des principes extrêmes. Chaque chapitre est suivi de problèmes qui s'y rapportent et d'une bibliographie. E. 19599.

B-618. Manuel des ouvrages à base de bitume (Bituminous construction handbook). Ed. : Barber-Greene Company, Aurora, Illinois, U. S. A. (1951), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol. (12 × 20 cm), xii + 281 p., nombr. fig., \$ : 2. — Buts principaux de ces ouvrages : mise en pratique. Surfaces bitumineuses : éléments de base; agrégats : types, granulation, essais; liants : asphaltes, goudrons; essais des liants. Méthodes de construction. Éléments du choix de la surface bitumineuse; essais des mélanges bitumineux. Définitions des expressions utilisées dans le domaine des surfaces bitumineuses. Infrastructures; empiétements; drainage. Circuit des matériaux dans l'installation centrale et contrôle des matériaux. Appareil niveleur finisseur et d'ameur de Barber-Greene : principe

de fonctionnement; application; matériaux utilisés. Types de chantiers nécessitant l'emploi de la machine. Opérations spéciales de finissage. Tableau des opérations effectuées avec la machine. Séchage et collecte de la poussière : principes et méthodes de séchage; cyclones, leur efficacité. Chaudières, réservoirs, tuyauteries : caractéristiques des chaudières utilisées pour le traitement des produits bitumineux; capacité de chauffe des serpentins. Tables des pressions, des filetages normalisés, des vitesses dans les tuyaux. Données techniques diverses : poids et mesures; tables de conversion, etc. Données relatives aux agrégats : volumes et poids; surfaces couvertes au m<sup>2</sup>. Données relatives au bitume : températures d'emploi, surfaces couvertes au m<sup>2</sup>; poids; conversion des températures-volume-poids. Installations centrales et volantes. Matériels divers Barber-Greene. E. 19598.

B-619. La construction moderne en architecture (Contemporary structure in architecture). MICHAELS (L.); Ed. : Reinhold Publishing Corporation, 330 West 42nd Street, New-York, U. S. A. (1951), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol. (22 × 30 cm), xix + 229 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., \$ : 10. — Partie I : Ossature des constructions modernes : Différentes méthodes utilisées pour assembler les éléments de l'ossature, que celle-ci soit en acier, en béton armé ou en bois. Ossatures pour bâtiments à étage unique et à étages multiples. Dalles de plancher et voûtes minces. Nombreux exemples et nombreuses photographies des différents cas étudiés. Partie II : Importance de l'ossature dans l'étude architecturale, ses relations avec le plan, la section et la masse. Partie que l'on peut tirer des matériaux modernes tels que l'acier, les alliages d'aluminium, le béton armé et le bois. Méthodes d'utilisation de ces différents matériaux. E. 19600.

B-620. Soudage des métaux légers (Das Schweißen der Leichtmetalle). RICKEN (Th.); Ed. : Springer, Reichspostschuler 20, Berlin W 35, All. (1949), 2<sup>e</sup> édit., n° 85, 1 vol. (15,5 × 23 cm), 64 p., 177 fig., réf. bibl., DM. 3.60. — Généralités sur les métaux légers et leurs propriétés. Soudage au gaz par fusion : mode d'action; alliages soudables; flamme de soudage; baguettes à souder; consommation de gaz; finition des cordons de soudure; soudage de la fonte. Soudage électrique par fusion : souder à l'arc; alliages soudables; procédés de soudage; électrodes métalliques; préparation du métal; exécution des soudures; consommation de courant. Soudage à l'arc dans un courant gazeux; mode d'action; préparation des pièces; mode opératoire; avantages. Procédé de soudage de Weibel; mode d'action de l'appareil Weibel. Soudage au marteau et à la pression pour : l'aluminium, les alliages de magnésium. Soudage par résistance électrique : soudage par points; procédé; différence avec le soudage à l'arc; intensité du courant; exécution. Soudure continue : procédé; différence avec le soudage par points; épaisseurs soudables; électrodes. Soudage en bout : procédé et domaine d'application. Brasage de l'aluminium et de ses alliages : divers procédés. Projet, calcul et constitution de métaux légers soudés : divers types de soudures. Essais des soudures des métaux légers : essai de résistance; essai métallographique; essai de corrosion. Annexe : formation des soudeurs. E. 19597.

B-621. Téléferiques (Seilschwebebahnen). CZITARY (E.); Ed. : Springer, Mölkerbastei 5, Vienne 1, Autr. (1951), 1 vol. (16 × 23,5 cm), vii + 390 p., 246 fig., nombr. réf. bibl., \$ : 11.80. — Notions sur les transporteurs par câbles; types de construction des téléferiques. Câbles métalliques : description générale et historique; procédés de fabrication des câbles; câbles spirales; câbles à torons; formule de tressage; types spéciaux de câbles; raccords de câbles. Câbles oscillants, aperçu historique; statique des câbles : courbure due au poids

propre, courbure due au poids propre du câble en mouvement, avec une ou plusieurs charges concentrées, courbures à vide et à pleine charge. Résistance des matériaux appliquée aux câbles : contraintes de construction, effet d'une force de traction sur le câble, contraintes, moments et lignes de déformation. Construction des lignes : choix du genre de service et taille optimum des bennes, principes du choix des lignes. Jalonnement. Angle du câble au passage des supports. Supports de téléferiques à marchandises, leur équipement, leur calcul. Supports de téléferiques transportant des personnes. Le câble tracteur et ses dispositifs de commande : effet de traction des bennes, force de tension du câble tracteur. Calcul du câble tracteur. Force absorbée. Répartition du travail entre câble porteur et câble tracteur. Bennes des téléferiques; constitution des wagonnets à matériel; attache du câble au wagonnet; cabines pour le transport des personnes. Installations fixes : constitution des stations de téléferiques pour transport de matériel en circuit fermé. Détails de construction. Stations pour service de va-et-vient. Dispositifs de protection : protection du câble porteur, des croisements; ponts de protection et leur calcul. Croisements avec des lignes de transport de force. Exécution, fonctionnement, dépenses et règlements administratifs. E. 19318.

B-622. Cadres et ossatures (Ebene und räumliche Rahmentragwerke). KUPFFERSCHMID (V.); Ed. : Springer, Mölkerbastei 5, Vienne 1, Autr. (1952), 1 vol. (16 × 23,5 cm), vii + 196 p., 252 fig., 23 réf. bibl., \$ : 8.50. — Principes théoriques; procédés généraux de calcul; stabilité, en prenant en considération ou en négligeant les forces axiales dans les portiques à membrures droites; stabilité dans les portiques à membrures courbes. Charges appliquées aux systèmes. Établissement des équations fondamentales. Procédé d'égalisation des moments de Cross : conception élargie et ce qu'on en déduit; raideur des éléments; cas particuliers : portiques à membrures droites à moments d'inertie variables, à moments d'inertie uniformes. Plusieurs exemples numériques. Portiques avec nœuds qui peuvent se déplacer, mais ne peuvent pas pivoter. Principes fondamentaux du calcul : poutre à double encastrement à moment d'inertie variable; poutre à simple encastrement; arcs à double encastrement; travail virtuel dans les portiques plans, dans les portiques à trois dimensions. Portiques plans : membrures verticales superposées, exemples numériques; formes générales de portiques à membrures droites, exemples numériques; portiques à tirants, exemples numériques; portiques à membrures ne comportant que deux barres. Portiques dans l'espace : leur classification; portiques du premier ordre et exemple numérique; équilibrage des moments de flexion et de torsion dans les portiques du premier ordre; transformation des portiques des deuxième et troisième ordres en un portique du premier ordre; portiques du deuxième ordre, exemples numériques; portiques raidis par des plaques : principes et exemple numérique. Annexe : portiques à étages symétriques à deux montants : poutres Vierendeel : principes et exemples numériques. 19319.

B-623. Formulaire de la construction (Bautechnik-Archiv). Ed. : Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All.; Lange, Maxwell and Springer Ltd, 41-45 Neal Street, Londres W. C. 2, G.-B. (1951), 1 vol. (17 × 24 cm), n° 6, 66 p., 57 fig., 28 réf. bibl., DM. 8.60. — Solution mathématique des problèmes suivants : 1<sup>o</sup> Poutres I soumises à des moments de torsion. 2<sup>o</sup> Détermination des plaques de fondation circulaires à symétrie centrale d'après la méthode des différences finies. 3<sup>o</sup> Problème de flambage du pieu reposant sur un sol partiellement ou totalement inconsistant. E. 17803.



B-624. **Manuel pour le calcul et la construction d'installations de chauffage d'étages par l'eau chaude** (Leitfaden für Berechnung und Bau von Stockwerkswarmwasserheizungen). RÖSSLER (J.); Ed.: R. Oldenbourg, Lotzbecks-trasse 2a-2b, Munich, All. (1951), 2<sup>e</sup> éd., 1 vol. (15 × 24 cm), 124 p., 115 fig. — Généralités sur les divers modes de chauffage. Bases du calcul des installations. Étude de la chaleur; dilatation; effort de dilatation; conduction de la chaleur; transmission de la chaleur; capacité calorifique. Calcul des pertes de chaleur; coefficients de transmission. Températures intérieures. Production de la chaleur; combustibles; utilisation de la chaleur; rendement; cheminées. Chaudières; calcul de la surface des chaudières; leur construction; accessoires des chaudières; chaudières à gaz; à foyer. Appareils chauffants; leur calcul; leur installation; détermination de leurs dimensions. Organes de réglage et d'arrêt. Canalisations; bases de leur calcul. Détermination des conduites dans un projet. Élaboration d'un projet; devis; bac d'expansion; trop-plein; dessin accompagnant le projet; offres. Calcul du devis; temps et poids. Quantité de combustible nécessaire. Contrat; devoirs de l'entrepreneur, du client. Exécution; vérification des plans et des calculs; commandes de matériel; préparation du montage. Exécution du montage; ses détails; amenée d'eau; radiateurs; exécution en atelier. Retour supérieur. Accélérateur de retour d'eau. Connexion des radiateurs dans les étages supérieurs. Essai de chauffage et réception. Isolation. Facturation. Propagande. Détériorations de l'installation de chauffage. Solutions des problèmes posés dans les chapitres. Tableaux annexes. E. 19596.

B-625. **L'industrie de la chaleur. Foyers et chaudières** (Wärmewirtschaft, Feuerungen und Kessel). SCHRIEDER (E.). — **Eau d'alimentation des chaudières** (Kesselspeiswasser). LÜCKEL (F.); Ed.: Georg Westermann, Riddagshausen Weg 66, Braunschweig, All. (1950), 1<sup>re</sup> éd., 1 vol. (17 × 23,5 cm), 268 p., 224 fig., DM. 25. — Problèmes de l'industrie de l'énergie et de la chaleur. Combustibles: charbons, gaz, huile; foyers modernes; classement des foyers; conditions imposées aux foyers; diverses sortes de foyers. Théorie de la combustion: puissance calorifique; équations de la combustion; air théorique; excès d'air; exemples de calcul; rapport entre éléments constituants et gaz produits; chaleur des gaz. Utilisation de la chaleur et dépenses d'énergie: notations; rendement; dépense spécifique de chaleur; cycle des machines et rendement; diagramme de Mollier; rendement et consommation en fonction de la charge; dépenses d'énergie; essais d'une chaudière. Calcul des surfaces de chauffe: transmission de la chaleur et variations de température; exemples de calcul; tuyauteries; chauffage et ventilation. Amélioration de l'économie des centrales à vapeur: chaudières, leur transformation; avantages de la très haute pression; surchauffe; matériaux des chaudières. Récupération des chaleurs perdues: chaleur des gaz évacués; chaleur de la vapeur perdue; accumulateurs de chaleur. Contrôle thermique technique: mesures de pression, de débit, de température; analyse des gaz; mesure de la densité des gaz: chauffage à distance; régulation automatique. Annexe: eau d'alimentation des chaudières: préparation; adoucissement chimique; dégazage. Bibliographie. E. 19277.

B-626. **Mécanique de l'ingénieur. III: Résistance des matériaux et élasticité** (Mechanik für Ingenieure. 3: Festigkeits- und Elastizitätslehre). MÜLLER (H.); Ed.: Georg Westermann, Riddagshausen Weg 66, Braunschweig, All. (1951), t. 3, 1<sup>re</sup> éd., 1 vol. (17 × 23,5 cm), 254 p., 268 fig., 10 réf. bibl., DM. 18.60. — Domaine des problèmes de la résistance des matériaux et de l'élasticité; propriétés des matériaux; procédés de calcul. Notions fondamentales; forces internes et contraintes; déformations;

courbe des contraintes-allongements; lois de l'élasticité; contraintes dues à la chaleur et contraintes secondaires; diverses formes de fatigue et différents cas de chargement; contrainte de sécurité et contrainte admissible. Conditions simples de travail: répartition uniforme des contraintes; moments de surfaces; répartition linéaire des contraintes; flambage. Conditions composées de travail: apparition simultanée de plusieurs contraintes; équilibre plan des contraintes; équilibre linéaire des contraintes; rapports entre les modules d'élasticité et de glissement; équilibre des contraintes dans l'espace; hypothèses de ruptures-contraintes équivalentes; interférence de contraintes normales, de contraintes de glissement, des deux types de contraintes. Déformations et travail de déformation: charge dynamique; barres chargées en bout; barres en torsion; barres travaillant en flexion; déformation des treillis. Systèmes statiquement indéterminés: indétermination statique; solutions pour le calcul de ces systèmes; poutres en flexion; treillis hyperstatiques intérieurement; lois de Maxwell et du travail. Solutions de problèmes. E. 19278.

B-627. **Manuel du forestier, pour les candidats aux Eaux et Forêts et les petits propriétaires de bois** (Forsthandbuch für Forstdienstamwärter und Kleinwaldbesitzer). KAISER (E. F.); Fichtenstrasse 23, Fürth, All., 1 vol. (15 × 21 cm), 76 p., 36 fig., DM. 2.50. — Généralités sur les types de forêts; les essences de bois à feuillage caduc et à feuillage persistant. La forêt du point de vue économique: les essences de bois rencontrées suivant les conditions locales: arbres ayant besoin de lumière et de chaleur, arbres se contentant d'ombre ou de pénombre. Provenance des forêts: forêts naturelles et forêts artificielles. Rénovation naturelle des forêts (forêts à feuillage persistant). Rénovation artificielle: pépinières, leurs installations, leur culture. Culture des pins, des mélèzes. Conditions à connaître pour l'entretien d'une forêt: chaleur, humidité, lumière, etc. Soins à donner au sol: drainage, engrais. Protection des forêts contre: les phénomènes organiques, les phénomènes élémentaires, l'action des hommes. Utilisation des forêts: bois à feuillage persistant: bois longs, bois de sciage; bois à feuilles caduques; classification. Conduite de l'exploitation: généralités, réception du bois, salaires des bûcherons, livres à tenir. Exemples de feuilles de paye. Technique des travaux: sciage, diverses sortes de scies, hache, autres outils du bûcheron. E. 19276.

B-628. **Béton de bois, béton mousse et béton aéré** (Holz-Schaum- und Gasbeton). KAISER (E.); Fichtenstrasse 23, Fürth, All. (1949), 1 vol. (15 × 21 cm), vii + 39 p., 8 réf. bibl. — Avant-propos, abréviations et notations. Béton de bois: procédés à la sciure; à la fibre et autres; préparation au lait de ciment; à l'aide d'une bouillie d'argile; de produits chimiques; liants: plâtre et ciment. Divers mélanges pratiques; mélanges usuels pour le béton de bois avec addition de scories et de sable. Ce qu'il faut surtout considérer dans la pratique. Béton mousse et béton aéré: caractéristiques de ces bétons. Procédés de production des bétons, mousses, résines, acides sulfonés, goudron acide soluble, saponine et acides organiques, produits de condensation du phénol, aldéhyde, acides sulfonés aromatiques. Mise en œuvre du béton mousse. Béton aéré: fabrication par procédés minéraux, acide chlorhydrique, poussière de zinc, carbure de calcium, hypochlorite de soude, eau oxygénée, addition d'argile sous pression de vapeur, durcissement par mélange zinc-aluminium, électrolyse, béton aéré armé. Divers procédés de fabrication: mousse de ciment; fabrication d'agglomérés légers de sable et de chaux; ciment et laine de scories; plaques de plâtre poreux; fabrication par matières fibreuses et carbonate d'ammoniaque; procédé de l'agglom-

méré de bois; fabrication de panneaux de sciure et de copeaux avec addition d'argile et de résine artificielle; procédé utilisant « l'anhydrite » comme liant. E. 19275.

B-629. **Résistance des matériaux. I: Élasticité, plasticité et résistance des matériaux et des éléments de construction** (Festigkeitslehre. I: Elastizität, Plastizität und Festigkeit der Baustoffe und Bauteile). GEHLER (W.), HERBERG (W.); Ed.: Walter de Gruyter und Co, Genthiner Strasse 13, Berlin W 35, All. (1952), t. 1, 1 vol. (11 × 15,5 cm), 159 p., 119 fig., 38 réf. bibl., DM.: 2.40. — Principes fondamentaux, Traction et compression: contraintes normales; essais de traction; courbe contrainte; allongement; essais de compression; effets sur la résistance à la traction et à la compression de: la teneur en carbone, la durée des essais. Loi de Hooke, loi des puissances et mesure de l'élasticité, courbe contrainte-allongement dans le domaine plastique. Dilatations transversale et cubique. Résistance aux entailles et aux chocs. Contraintes dues à la température; fluage et retrait du béton. Traction et compression dans des barres de section variable. Compression des prismes. Résistance à la compression d'une surface partiellement chargée. Résistance à la fatigue. Glissement; notion de contrainte de glissement; contraintes de glissement dans divers cas particuliers. Mesure élastique du volume. Relation entre  $E$ ,  $G$  et  $E_p$ . Flexion; contraintes; relation entre le moment de flexion et l'effort tranchant; glissement et flexion. Torsion; cas d'une section pleine, d'une section creuse; résultats de calculs de Weber. Résistances composées: principes. Moments d'inertie et centrifuge; ellipse d'inertie; cercle de Mohr; axes principaux. Flexion et force normale. Noyau central: notion; détermination du noyau central de diverses surfaces; cas du rectangle; relations réciproques entre l'axe neutre et le point d'application des forces. Position de l'axe neutre; calcul de Mohr; procédé graphique de Spangenberg. E. 19346.

B-630. **Construction métallique** (Stahlbau). STRÜSS (F.), WIGSNER (O.); Ed.: Éditions Polygraphiques SA, Zürcherhof Limmatquai 4, Zurich 1, Suisse (1951), série tech. n° 14, 1 vol. (21 × 30 cm), 151 p., nombr. fig., Fs.: 26. — Évolution et domaine de la construction métallique. Principes de cette construction: les matériaux; sa fabrication; ses propriétés; procédés d'assemblage; rivetage; vis; boulons; soudage; coefficient de sécurité et travail admissible; problèmes de stabilité. Éléments de construction: poutres à âme pleine, à treillis; appuis et articulations; constructions composites. Applications de la construction métallique: construction des ponts; constructions en élévation: halles et ossatures de bâtiments; pylônes et tours; grues et voies de ponts roulants; installations de transport; réservoirs; l'acier dans la construction hydraulique et les fondations. Exécution des constructions métalliques: travail en atelier; montage sur place. Expériences et tendances de l'évolution. E. 19385.

B-631. **Pathologie du ciment armé** (Patologia del cemento armato). CASTELLI (G.); Ed.: Vitali et Ghianda, Via alla Chiesa della Maddalena, 9, Gènes, All. (1951), 1 vol. (17 × 23 cm), 127 p., 8 fig., L.: 1 000. — I. Dommages provenant des constituants: fers, aciers au lieu de fer homogène, béton de ciment; préparation du béton: choix des constituants, éléments du béton, propriétés physiques et élastiques, distribution des armatures. II. Influence des constituants sur la réussite de l'ouvrage. Connaissances utiles aux exécutants: épreuves chimiques, physiques et mécaniques. Causes d'insuccès: altération du ciment, matières réagissant sur le ciment, dosage, confection et emploi des bétons, brassage des matériaux, causes externes agissant sur la prise, influence des eaux. III. Dommages imputables aux coffrages et aux cintres: erreurs de montage,



insuffisance de résistance. IV. Erreurs dans l'étude des projets. Hypothèses d'encastrement erronées, voûtes plates, voûtes continues à arcs multiples, poutres continues à section constante, poutres continues à section variable. Arcs encastrés sur appuis déformables, arcs sur appuis défectueux, articulations, ponts à arcs multiples, ponts à arc portant parabolique. Silos, réservoirs, conduites, dalles, poutres polygonales, barrages (digues à arcs multiples), coupes circulaires, caissons flottants, ponts suspendus, ponts à arc en ciment armé, cheminées industrielles, maisons économiques en béton maigre, poteaux en ciment armé pour lignes électriques. Influence de la fumée. Dispositifs de détail défectueux : poutres gauchies, jonction des fers, étriers. V. Exécution imparfaite des travaux : dommages causés par une mauvaise coulée du béton. VI. Connaissance imparfaite des terrains de fondation : limitation des essais aux seules couches superficielles, résistance des terrains, pieux de fondation, murs de soutènement; fondation sur pieux non chargés uniformément; dommages ayant pour origine les courants électriques du sous-sol. VII. Notions complémentaires : maladie du ciment coulé; rouille du fer dans les ouvrages en ciment armé; dangers dus aux incendies; bombardements; essais de résistance à l'écrasement des bétons de ciment; influence de l'eau de gâchage; détermination de la résistance probable; influence de la composition granulométrique; dosages; influence de la nature du

sable et du gravier; épreuves préliminaires simplifiées. Résistance à la torsion du ciment armé; action des matières grasses sur les éléments porteurs de ciment; résultats obtenus par l'adjonction d'huile minérale au béton; vibrations produites dans les ouvrages par les générateurs électriques; adhérence du ciment au fer; colonnes en ciment armé; avantages et défauts du ciment coulé; stabilité des constructions dans les zones sujettes à des tremblements de terre (effet des actions sismiques, constructions antisismiques, comportement du ciment armé). VIII. Exemples d'ouvrages ayant donné lieu à des désastres : écroulement partiel d'une usine en construction; digues à arc armé déportées par l'eau; digue à arcs multiples désagrégée par le gel; perméabilité du conglomerat d'un réservoir; extraordinaire résistance d'un plancher. E. 18899.

B-632. **La maison la plus simple** (La casa minima). VITALI (R.). Ed. : Vitali et Ghianda, Via alla Chiesa della Maddalena, 9, Gênes, Ital. (1951), 1 vol. (22 × 32 cm), 79 p., 120 fig., 15 réf. bibl., L. : 1 500. — Caractéristiques de la maison économique de petites dimensions. Exigences minima : choix du terrain, dimensionnement, nombre d'étages, utilisation des vides, choix des types de structures et de matériaux; sobriété de la composition architecturale, appareils hygiéniques et culinaires. Hauteur minimum, dimensions minima en plan en fonction du contenu des pièces, escalier d'encombrement minimum. Dispositions permettant

d'utiliser l'espace au maximum : parois, placards, utilisation des vides des fenêtres, accès systématiques par les angles, etc. Éléments du gros-œuvre de l'édifice; avantages de la construction en briques; fondations monobloc en béton de ciment; planchers en briques ou en ciment; murs portants d'épaisseur réduite avec contreforts intérieurs; cloisons en briques creuses; couverture suivant les circonstances locales. Étude des travaux divers de finition : enduits, peintures, revêtements des planchers, huisseries et leur vernissage, évacuation des ordures, matériaux de couverture et imperméabilisation, chauffage et installations électriques, appareillages hygiénique et culinaire, aération des locaux, entourage de la maison. Utilisation de la surface et du terrain : terrain rectangulaire, prix de revient suivant le nombre d'étages; solutions diverses du type carré (entrée-séjour, cuisine-salle à manger, locaux mansardés); terrain de largeur réduite, solution avec vides en enfilade; terrain de forme irrégulière; plan en L, forme polygonale; terrain en pente, solution avec buanderie et bûcher en sous-sol; terrain avec surface de construction réduite par des servitudes. Logements jumeaux : solutions dans le sens horizontal et dans le sens vertical. Solutions spéciales : pavillon pour deux personnes, maison avec cloisons ouvrantes. Particularités des charnières de cloisons ouvrantes. Particularités des entretoises du toit. Avantages qui devraient être accordés à la petite propriété immobilière du type pavillon indépendant. E. 18908.

#### IV. — NORMALISATION

##### NORMES HOMOLOGUÉES

##### Bâtiment et génie civil

##### Divers.

Ascenseurs, monte-charge.  
Ascenseurs et monte-charge électriques ou commandés électriquement.

NF P 82-201. Règles générales de construction et d'installation concernant la sécurité. (Annule et remplace NF P 82-201, novembre 1947.).... 344 F

NF P 82-205. Équipement des cabines et des paliers..... 112 F

Portes palières battantes pour gaine à paroi continue verticale :

NF P 82-461. A un vantail pour ascenseurs..... 37 F

NF P 82-462. A deux vantaux pour ascenseurs et monte-charge..... 37 F

Portes palières coulissant horizontalement pour ascenseurs :

NF P 82-471. A un vantail..... 37 F

NF P 82-472. A deux vantaux. Deux vitesses..... 37 F

NF P 82-473. A ouverture centrale. (oct. 1951) Deux vantaux..... 37 F

NF P 82-474. A ouverture centrale. (oct. 1951) Quatre vantaux. Deux vitesses..... 37 F

Portes palières coulissant verticalement :

NF P 82-481. A deux vantaux s'équilibrent pour petits monte-charge..... 37 F

NF P 82-482. Simples à deux vantaux s'équilibrant pour monte-charge..... 37 F

NF P 82-483. A chevauchement, deux vantaux s'équilibrant pour monte-charge... 37 F



DOCUMENTATION TECHNIQUE  
(VII)



# BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES  
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE  
ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## SOMMAIRE DU NUMÉRO 21

L'échange des stagiaires.

GROS ŒUVRE : Une machine à gâcher et à appliquer le plâtre.

L'emploi du bambou comme armature du béton.

Briques de terre cuite et maçonnerie de briques (II).

LE DIGEST DE BATIR : Protection des installations de chauffage à eau chaude contre le gel.

PEINTURE ET DÉCORATION : Les « machines à peindre » (IV).

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE : L'utilisation des lampes fluorescentes (I). Le froid artificiel dans le Bâtiment (III).

PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION : L'attaque des peintures par les sels alcalins.

Un immeuble à Strasbourg.

Un géant sympathique : Renault, à Flins.

Les films du Bâtiment.

Compagnonnage des temps passés, force de l'avenir? (II).

Le Bâtiment à la Foire de Paris.

Échos et Informations.

Fiches bibliographiques.

*Ces textes s'attachent à présenter, d'une façon à la fois simple et complète, des renseignements utiles.*

Prix du numéro : 300 F.

**SPÉCIMEN GRATUIT SUR DEMANDE**

BATIR — 33, avenue Kléber, Paris-XVI<sup>e</sup>

Abonnement d'un an : 2 500 F

(Neuf numéros)

## CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1951-1952 (Seconde Série)

Salle des Conférences de la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités Annexes  
7, rue La Pérouse, Paris-XVI<sup>e</sup>.

### L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MERCREDI 18 JUIN 1952, à 18 h. précises.

Programme :

CONSTRUCTIONS MODERNES EN PIERRE

LE TOIT, CE MONDE INCONNU

LE BARRAGE DE RESENS (SUISSE)

L'ACIER ET LA CONSTRUCTION INDUSTRIELLE DES MAISONS EN FRANCE

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.

MARDI 24 JUIN 1952, à 17 h. 30.

LE BOIS DANS LA MENUISERIE ET LA CHARPENTE

Compte rendu des travaux de recherches et des essais effectués en 1951-1952 par l'Institut National du Bois.

par M. J. CAMPREDON, Directeur de l'Institut National du Bois.

*La séance du 17 juin est supprimée. La conférence de M. CHEFDEVILLE est reportée à une date ultérieure.*

MARDI 1<sup>er</sup> JUILLET 1952, à 17 h. 30

MALADIES DE LA CONSTRUCTION

par M. L'HERMITE, Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

VENDREDI 4 JUILLET 1952, à 17 h. 30

EFFET DU RETRAIT DU CIMENT ET DISPOSITIONS DESTINÉES À L'ÉVITER

par M. J. FAURY, Ingénieur E. C. P.

LUNDI 7, MARDI 8 et MERCREDI 9 JUILLET 1952

Sous les auspices du Comité Français de Mécanique des Sols.

JOURNÉES DE MÉCANIQUE DES SOLS

Thème général : La mécanique des sols et la force portante des pieux.

(Le programme de ces journées sera envoyé sur demande.)